

مجلة جمعية المهندسين المصرية

٢٨ شارع رمسيس – القاهرة ج . م . ع . – ت : ٥٧٤٠٤٨٨

المجلد التاسع والثلاثون – العدد الأول ٢٠٠٠ — ردمد ١١١٠ – ١٢٥٣

- تصدر المجلة ربع سنوية.
- ترسل النصوص المطلوب موافقة هيئة التحرير على نشرها باسم السيد رئيس التحرير.
- تنشر المجلة المقالات التى تسهم فى رفع مستوى العلوم الهندسية وطرق ممارستها.
- تقبل للنشر المقالات والبحوث العلمية بعد تحكيمها بإحدى اللغتين العربية أو الإنجليزية، وتبدأ بخلاصة ABSTRACT بكل من اللغتين.
- المجلة غير مسئولة عن الآراء والمحتويات التى تنشر وهى تعبر عن كاتبها فقط.
- تذكر أسماء أصحاب المقالات كاملة باللغتين ومعهما ألقابهم العلمية ووظائفهم.
- يراعى ألا تتجاوز المقالة ٨ صفحات بالمجلة، وفى سبيل ذلك يختصر الاشتقاق الرياضى، ويستعاض عن الجداول بمنحنيات مرسومة بالحبر الشينى الأسود، على أن يشغل المنحنى نصف صفحة على الأكثر، ولا يشغل صفحة كاملة إلا فى حالات استثنائية، وسيصغر أىّ منحنى إلى تلك المقاسات.
- ويراعى ألا يقل ارتفاع الحروف أو الأرقام على المنحنيات المنشورة عن ٣ مم بعد التصغير.
- يعنى بذكر المراجع المستقى منها المقال، وتصنف تبعاً لإسم المؤلف ، ثم العنوان ، ثم المجلة أو الكتاب وتاريخه.

اشتراكات المجلة:

- داخل البلاد :

الاشتراك السنوى للمهندسين	٢٠ جنيها
الاشتراك السنوى لغير المهندسين	٥٠ جنيها
الاشتراك السنوى للهيئات	٥٠٠ جنيها

- بالخارج :

للأفراد ٧٥ دولار أمريكى سنوياً.

وللهيئات ٥٠٠ دولار أمريكى سنوياً.

وذلك عن الأربع أعداد السنوية ويعامل الواحد بواقع الربع من هذه القيمة.

وتعطى أولوية النشر بالمجلة للسادة الزملاء أعضاء جمعية المهندسين المصرية.

محتويات العـــــــــدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

التطوير والارتقاء لشارع دهليز الملك بمدينة رشيد من منظور معمارى بيئى

د. ماجدة اكرام عبيد*

مقدمة عامة

تقع مدينة رشيد على الضفة الغربية لفرع رشيد عند مصب النيل فى البحر المتوسط على مسافة ٦٥ كم من شمال شرق الإسكندرية. وتتميز مدينة رشيد بتاريخها الوطنى وتراثها المعمارى الفريد، ويظهر ذلك فى المبانى والأسبلة والمساجد والمنازل. هذا ولقد تميزت العمارة فى منازل رشيد بالآتى :

* استخدام الطوب المنجور المطلى باللونين الأحمر والأسود بالتبادل مع استخدام الكحلة ذات اللون الأبيض كمونة بارزة بين المداميك، وهذا ما يسمى " بالطوب المنجور المكحول " .
* يتكون كل منزل من ثلاث إلى أربعة طوابق أسقفها من الخشب، ولقد استخدم نظام الأسقف متعدد المستويات واستخدم فى الإنشاء نظام الكوابيل الخشبية، كذلك الميد الخشبية فى تدعيم الأسقف بطريقة طولية وعرضية، كما استخدمت الأعمدة فى الزوايا الخارجية للمبانى، وذلك لحمل البارزات والسلالم .
* ظهرت البروزات فى الأدوار العليا للمنازل متجهة نحو الخارج بالتدريج وكانت تعبرعن الردود فى الأدوار العليا كما هو متبع حالياً ولكن مع اختلاف التوجيه .
* الأدوار الأرضية أستخدمت فى نشاط الوكالة، الاصطبل، السبيل، الصهريج، أما الدور الأول فخصص للرجال وسمى "بالدهليز" والدور الثانى كان خاصا بالحريم وأطلق عليه "الهدير" وهو مكان النوم .
* استخدمت المشربيات بشكل واضح وكبير فى واجهات المبانى السكنية بصفة خاصة حيث أتقن أهالى رشيد الأعمال الخشبية، وظهرت تصميمات وأشكال مختلفة وهناك المشربية المكونة من ثلاثة أقسام والمحمولة على رجلين ومثال على ذلك المشربية الموجودة فى منزل القناديلى .
* استخدمت السقوف الخشبية لتخفيف الضغط على السقف الحامل .

أهمية البحث :

تعد رشيد أحد المدن المصرية ذات التاريخ والتراث، لها رصيد من الآثار المتميزة التى تتعرض للإهمال والتدهور، كما تعانى من العديد من المشكلات التى تعوق عملية التنمية والتطوير، لو ألقى الضوء عليها وتم حل هذه المشكلات التى تعانى منها ستكون مدينة رشيد أحد المدن السياحية التاريخية الهامة لما تحويه من موارد وثروات لا توجد فى مدن كثيرة، على المستوى المحلى والعالمى .

ويمكن حصر تلك المشكلات فى الآتى :

- التدهور فى البيئة العمرانية والتاريخية .
- النقص فى الخدمات والأنشطة والبنية الأساسية .
- تلوث المياه الشاطئية .
- قلة فرص العمل لدى أهالى مدينة رشيد .

هذا وفى إطار البرنامج الإنمائى التابع للأمم المتحدة (UNDP) تم اختيار مدينة رشيد ليتم بها أحد المشاريع

* أستاذ مساعد بقسم الهندسة معهد الدراسات والبحوث البيئية- جامعة عين شمس.

التنموية، من خلال اختيار منطقة تجمع بين الآثار والسكن والأنشطة المختلفة ليتم بهاعملية التطوير والتنمية، ولقد تم رفع مدينة رشيد بشكل ابتدائى، من خلال المعاينات الظاهرية، وتم إقتراح العديد من البدائل للمواقع والمناطق المختارة،وتم اختيار شارع دهليز الملك* ، حيث يجمع بين الأنشطة المختلفة وليكون مشروعاً ارشادياً يمكن تكراره فى مناطق متشابهة له وهو الهدف الرئيسى من البحث .

شارع دهليز الملك : شكل رقم (١)،(٢) تمثل المبانى التاريخية به حوالى ١١% أهمها منزل أبوهمام، منزل الجمال، منزل محرم، منزل رمضان، منزل قاسم، منزل بسيونى، منزل كوهيا، منزل عرابى، كما يحوى الشارع العديد من المبانى المتدهورة .

تحليل المشكلة

تم إعداد استمارات استبيان ورفع معمارى وعمرانى واجتماعى اقتصادى لمنطقة الدراسة، للتعرف على الشكل الاجتماعى للمنطقة، الدخل، طبيعة العمل للرجل والمرأة، نسبة الأمية ونوع التعليم، نسبة الرجال إلى السيدات، كذلك تم الرفع الميدانى للتعرف على خريطة استعمالات الأراضى، شكل المسكن وعدد الغرف، الحالات والارتفاعات ونوعية المبانى والأنشطةلتحديد المشكلات ووضع الحلول والمقترحات، كما تم دراسة المشكلات البيئية وتحديد مصادرها وكيفية الحد من التلوث بأشكاله المختلفة .

(أ) ولقد أسفرت الدراسات الاجتماعية عن الآتي:

١- **التعليم:** يوضح الجدول رقم (١) نسبة التعليم ونوعه لدى السيدات والرجال:

الحالة التعليمية	أمي	تعليم أساسي	تعليم متوسط	تعليم عالي
الرجال %	٣٧	٢٩	٢٤	١٠
السيدات %	٤٨	٢١	٢٦	٥

* الباحثة شاركت في إعداد الدراسات واختيار شارع دهليز الملك، وفي عملية الرفع والاستبيان والتصور للحلول لعملية التطوير وعرضها على الجهات المعنية للبدء في عملية التنفيذ والتطوير طبقاً للدراسات المقترحة.

٢- **عمل المرأة** جدول رقم (٢)

نوع العمل	سيدة منزل	موظفة	مدرسة	ممرضة	خياطة	لم يستدل عليها
النسبة المئوية	٧٥	٩	٢	٢	٦	٦

٣- **عمل الرجل** جدول رقم (٣)

نوع العمل	
تاجر	١١
عامل	١٥
مدرس	١١
مالك ورشة	٧
موظف	١٣
ممرض	٢
عمال حرفيين	٨
ترزى	٥
جائل	٢
سائق تاكسى	٥
منافع	٥
سائق كارو	٤
بائع أغذية جائل	١٢

ومن تحليل الجداول الثلاث يتبين الآتي :

- الأمية بين السيدات والرجال تمثل نسبة عالية، مما يزيد بدوره الأعباء على تنمية المجتمع .
- المرأة لا تعمل ولا تشارك في عملية التطوير للمجتمع .
- نسبة العمالة المتجولة تتساوى مع نسبة الموظفين مما يزيد من حدة الفقر فى مدينة رشيد .
- إن العمالة متباينة ولا يوجد علاقة بين طبيعة المنطقة ومقوماتها ومع الأعمال التي يقوم بها سكان المنطقة .

(ب) الدراسات المعمارية والعمرانية لشارع دهليز الملك

١- **نوعية المباني** جدول رقم (٤)

نوعية المباني	جديدة	تاريخية	فضاء
النسبة المئوية	٨٧	١١	٢

٢- **الارتفاعات** جدول رقم (٥)

عدد الأدوار	دور واحد	دوران	ثلاثة أدوار	أربعة أدوار	خمسة أدوار	ستة أدوار فاكثر
النسبة المئوية	١٨	٢٤	٣٧	١٨	١,٥	١,٥

شكل ١- يوضح شارع دهليز الملك بمدينة رشيد

شكل ٢- يوضح مدينة رشيد

٣- حالات المباني جدول رقم (٦)

حالات المباني	جيـــد	متوسط	متدهور
النسبة المئوية	٣٠	٤٧,٥	٢٢,٥

٤- عدد الغرف بالمسكن (الشقة السكنية) جدول رقم(٧)

عدد الغرف	غرفة	غرفتان	ثلاث غرف	أربعة غرف	خمسة غرف	ستة غرف	سبعة غرف	لم يستدل عليها
النسبة المئوية	صفر	٢١	٣٧	٣٤	٤	١	صفر	٣

٥ - استخدامات الأراضي جدول رقم (٨)

نوع النشاط	سكني	مساكن مختلطة	تجاري	صناعي	مباني عامة	دينية
النسبة المئوية	٤	٦٢	٢٢	٦	٣	٣

ومن تحليل الجداول السابقة يمكن القول :

- إن حالة المباني متوسطة إلي جيدة .
- الارتفاعات يغلب عليها ذات الثلاثة أدوار.
- نسـبة المباني الجيدة تصل إلي ٨٧% وهو مؤشر جيد ، وكذلـك نسـبة المـباني الـتاريخية تعد عالية في منطقة الدراسة.
- تمثل الأنشطة المختلطة ٦٢% .
- عـدد الغـرف في الوحدات السكنية يغلب عليها الثلاث حجـرات حيـث تصـل نسبتها إلي ٣٧% و يقاربها في النسـبة الوحـدات ذات الأربعة حجرات، وهذا يدل على مدي الاهتمام عند التنمية بتوفير المسطحات والاحتياجات من الفراغات المعمارية لساكني هذه المناطق، كذلك توفير الأنشـطة فى الأمـاكن الملائمـة لهـا حيث تصل نسبة الإسكان المختلط الـ٦٢% وهي مؤشر يحتاج للدراسة عند عملية التنمية.

(جـ) الدراسة البيئية :

مـن الرفع الميداني لمنطقة الدراسة تم رصد المشكلات البيئية التي تعاني منها المنطقة وتم حصرها في الآتي :

جدول رقم (٩) والذي يوضح تدرج المشكلات البيئية

م	المشكلات	معدلات النسب المئوية
١	الضوضـــاء	١١
٢	الباعة الجائلين	٣٥
٣	الزحام واختلاط الأنشطة	٥٤
٤	القمامـــة	٧١
٥	الصرف الصحي	٤٧
٦	شوارع غير ممهدة	٣٩
٧	عربات كارو	١٤
٨	لا يوجد نظام مروري	١٧
٩	مرور ثقيل	٦
١٠	عدم وجود إضاءة	٨
١١	مقاهـــي	٦
١٢	أسواق أسماك عشوائية	٥

مـن تحـليل جدول رقم (٩) نجد أن المنطقة تعاني من القمامـة ونقـص الصـرف الصحي وتدني شبكة الطرق والـزحام واختلاط الأنشطة وارتفاع نسبة الباعة الجائلين، ممـا يسـبب مصدراً للإزعاج والإهمال وبعد المدينة عن كونها مزاراً سياحياً ومصدراً للسياحة المحلية والعالمية .

ومـن خلال اللقاءات والمشاركة الشعبية لسكان شارع دهـليز الملك والتعرف على الأولويات واحتياجات المجتمع من التنمية المعمارية العمرانية الاجتماعية تم اختيار بعض المباني المتدهورة ليتم تطويرها معمارياً،عمرانياً، بالإضافة لوضـع تصـور لإعـادة شـارع دهليز الملك ليكون أحد المحـاور الرئيسـية والهامة لعملية التطوير والارتقاء من منظور معماري بيئي، والمباني هي كالتالي :

- المبني الأول : مبني سكني متدهور بمساحة ٤٠٠ م^{٢}.
- المبني الثاني : ورشـــة متهالكة بمساحـة ١١٥ م^{٢}.
- المبني الثالث : مبني سكني متدهور بمساحة ١٥٠ م^{٢}.
- المبني الرابع : مبني سكني متدهور بمساحة ٣٥٠ م^{٢}.
- المبني الخامس: محل لبيع الأسماك بمساحة ٣١٠ م^{٢}.

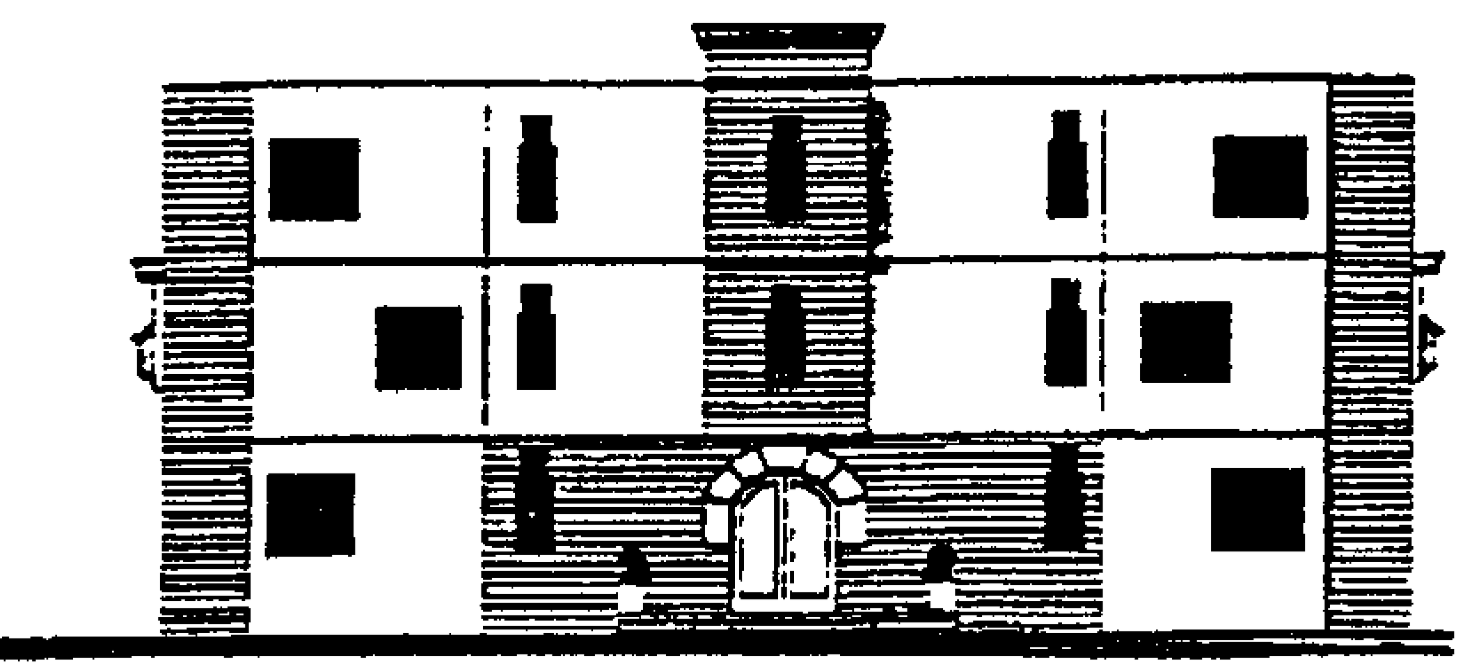
هــذا ولقــد تــم إعداد الدراسات المعمارية لتحويل تلك المــبانى لــتوفى احتياجات ومتطلبات مجتمع شارع دهليز المــلك ليكــون أحداهما فندق، والثانى وحدة صحية لخدمة المجــتمع ورفع الوعى الصحى لدى الأفراد، المبنى الثالث مركز ثقافى يحوى مكتبة، وصالة كمبيوتر، وأنشطة ترتقى بالطفل والمجتمع، المبنى الرابع مركز تدريب حرفى للسكان والشــباب لتوفير فرص عمل، أما المبنى الأخير فتم الاتفاق عــلى تحويلة إلى محلات لبيع الأسماك فى الدور الأرضى والأدوار المــتكررة مطعم للأسماك لتقديم الوجبات للسكان والســائحين لمــا تشتهر به مدينة رشيد من جودة الأسماك وتنوعها، أشكال (٣،٤،٥،٦،٧).

ولقد تم التأكيد فى الدراسة على الآتى:

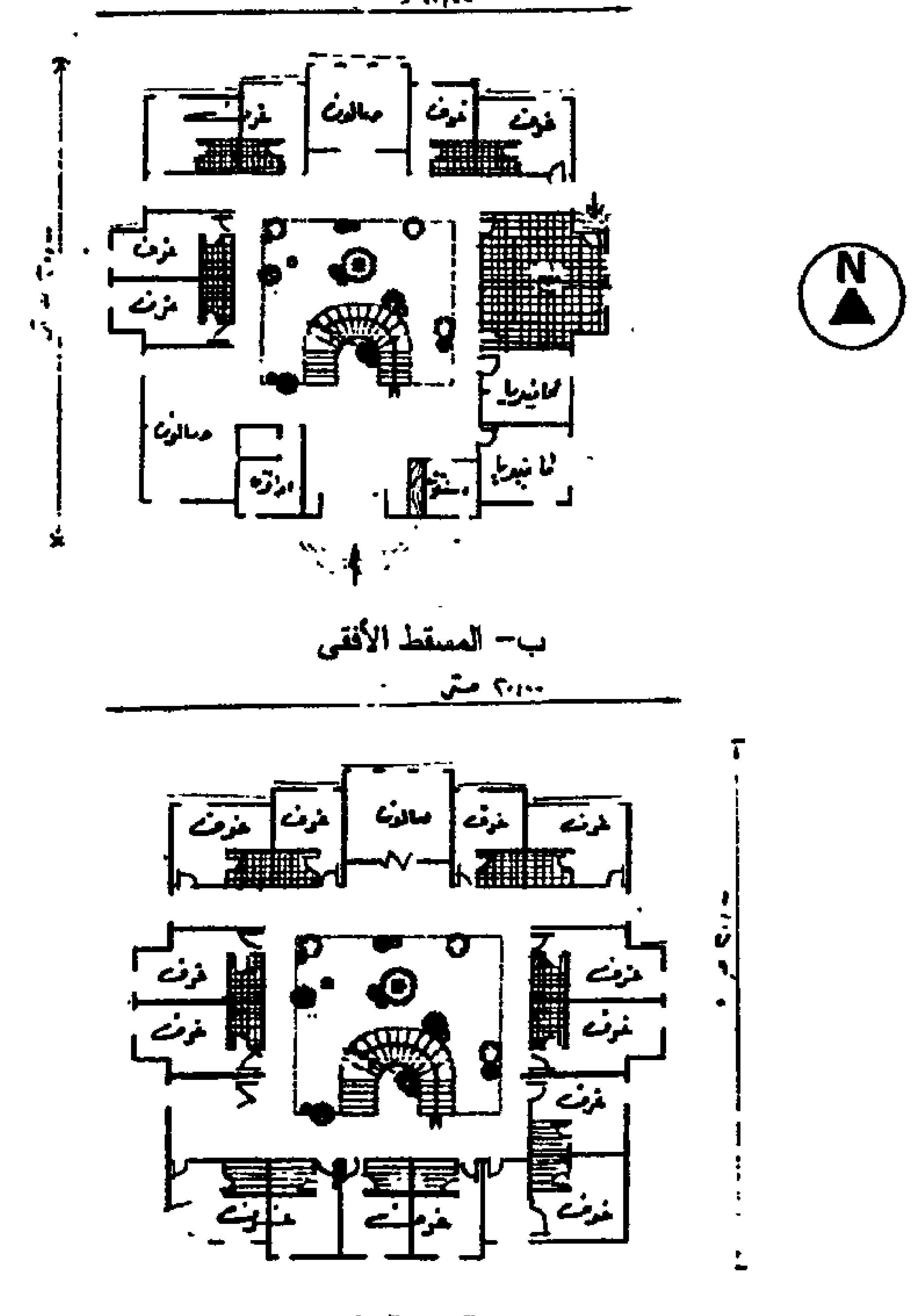
أولاً على مستوى تطوير المبانى المقترحة لتحوى الأنشطة السابقة :

- ألا يزيد الارتفاعات عن ثلاثة أدوار .
- الطابع المعمارى الذى يتلاءم مع طابع المنطقة وتفردها المعمــارى فى التصميم، المفردات المعمارية والتشكيلات فى الواجهات، والمساقط الأفقية .
- استخدام مواد البناء المحلية .
- أن يــتلاءم التصــميم المعمــارى مــع وظيفــة المبنى ومتطلباته .
- مــراعاة الــبعد البيئى من التوجيه، التهوية، الاضــاءة الطــبيعية، المصــادر الطبيعية، وأخيراً أن يتم دراســة إعــادة الاســتخدام لــلموارد ســــواء للمخلفات الصلبة، مخلفات الأنشطة المقترحة خاصـــة مطعم الأسماك، كذلك لابــد من الاستفادة بتكنولوجيــا القرن الواحد والعشرين وتطويعهــا مع الطابع والنمط المعمــارى ليتماذج أحدث الأجهــزة من كمبيوتر وإنترنت، أجــهزة متقدمة وحديثة فى المكتــبات والمركز الثقافى ومــركز التدريب الحرفى لتــتلاءم مــع عـــبق المنطقة وتاريخها وقدمها وآثارها الفريدة.



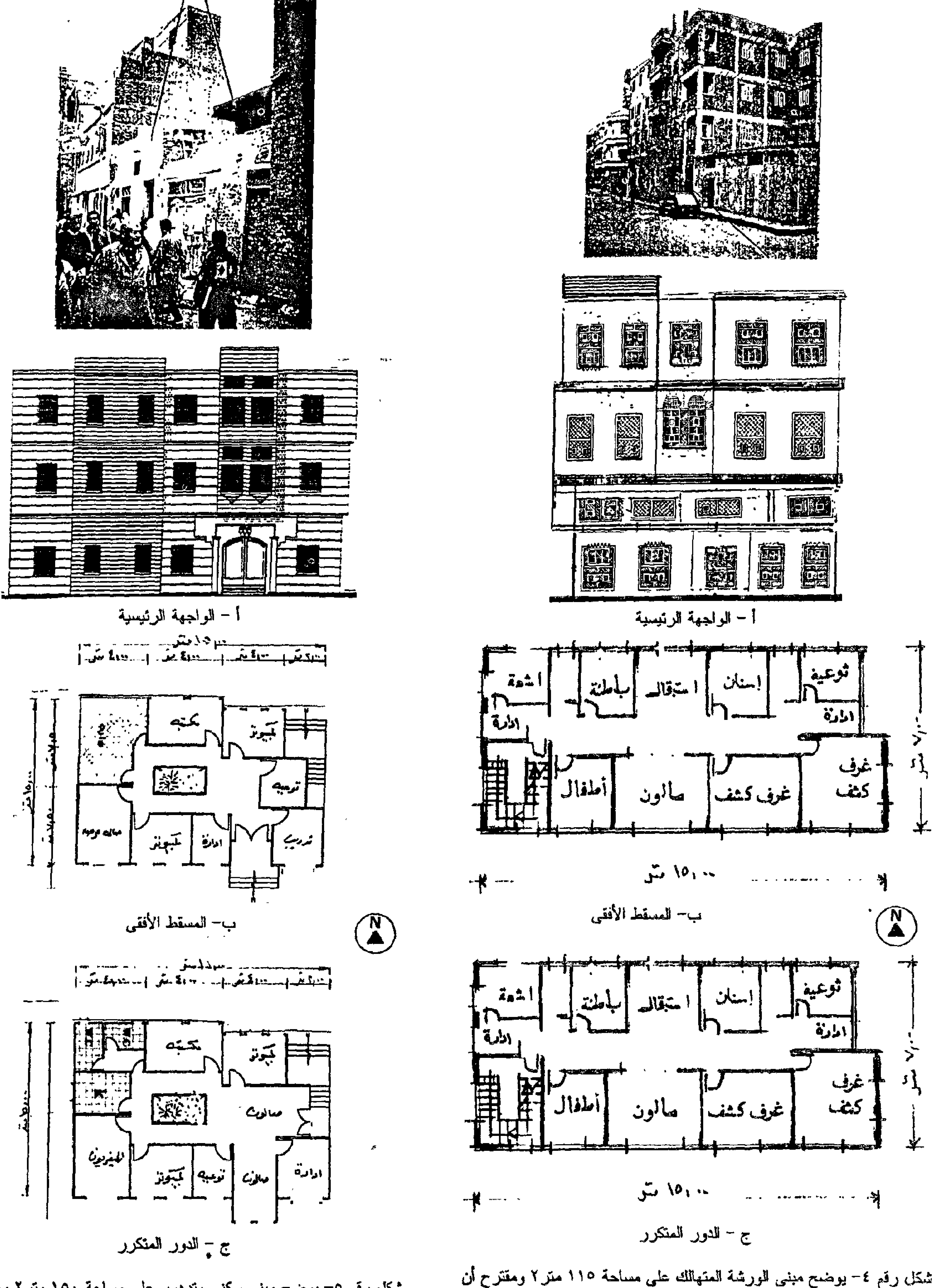


أ – الواجهة الرئيسية



ج – الدور المتكرر

شكل رقم ٣– يوضح المبنى السكنى المتدهور على مساحة ٤٠٠ متر٢ ومقترح أن يكون فندق.



أ – الواجهة الرئيسية

ب– المسقط الأفقى

ج – الدور المتكرر

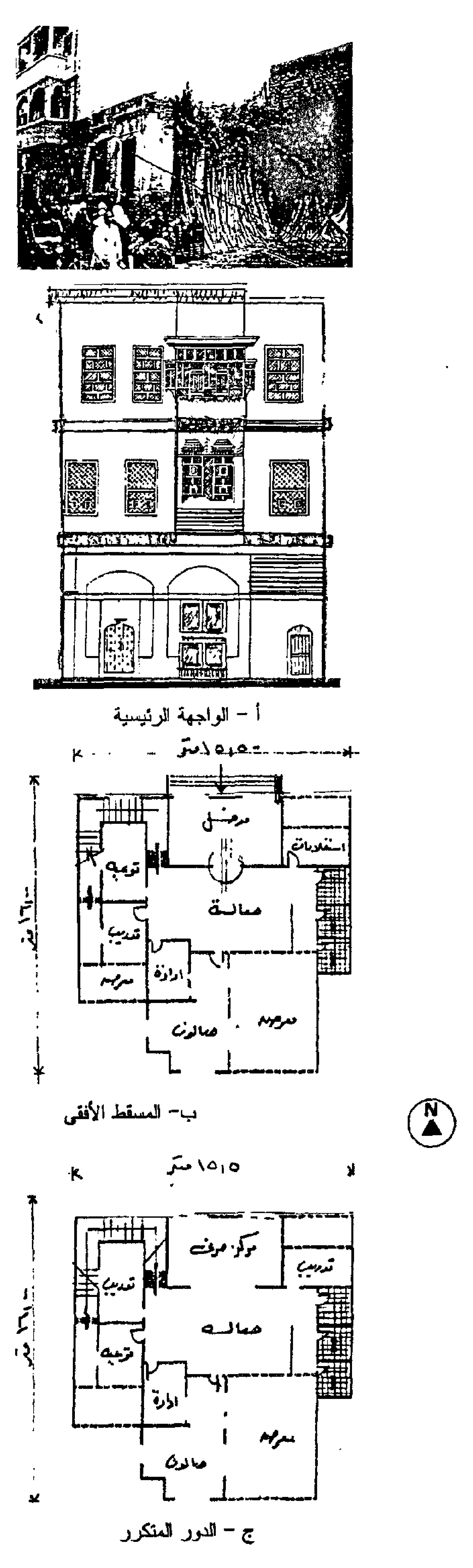
شكل رقم ٤– يوضح مبنى الورشة المتهالك على مساحة ١١٥ متر٢ ومقترح أن يكون مركزا صحيا.

أ – الواجهة الرئيسية

ب– المسقط الأفقى

ج – الدور المتكرر

شكل رقم ٥– يوضح مبنى سكنى متدهور على مساحة ١٥٠ متر٢ ومقترح أن يكون مركزا ثقافيا.



أ – الواجهة الرئيسية

ب– المسقط الأفقى

ج – الدور المتكرر

شكل رقم ٦– يوضح مبنى متدهور على مساحة ٣٥٠ متر٢ ومقترح أن يكون مركزا للتدريب الحرفى.

أ – الواجهة الرئيسية

ب– المسقط الأفقى

ج – الدور المتكرر

شكل رقم ٧– يوضح مبنى الأسماك على مساحة ٣١٠ متر٢ ومقترح أن يكون مطعم للأسماك ومحلات للبيع بالدور الأرضى.

ثانياً : على مستوى الشارع :

- إقتراح لتحويل شارع دهليز الملك إلى طريق مشاه.
- توفيـر المسـطحات الخضراء الجافة حتى لا تتعارض الزراعات مع المبانى الأثرية.
- دراسـة اللانـد سكيب للمناطق المحيطة بما يتلاءم مع طبيعة المنطقة وتفردها.
- إزالـة التعديات على الأرصفة ومنع الباعة الجائلين من التواجد على أطراف المبانى، وما ينتج عن ذلك من تشويه للواجهات واستخدامها فى عرض المنتجات على جدرانها.
- تبـليط الشوارع بالأحجار لتتلاءم مع التشكيل المعمارى والتاريخى للمنطقة .
- توفير الإضاءة بالشارع بحيث تتم بدراسة لاظهار الجمال للمـبانى الأثـرية ولا تـتعارض مـع التشكيل المعمارى والعمرانى والأثرى.
- وضـع نظـام للتخـلص مـن المخلفات وإعداد شبكات الصرف الصحى .
- الـتوعية لدى سكان مجتمع شارع دهليز الملك فى الحفاظ على المبانى الأثرية والمشاركة فى تجميل الشارع وتطويره وفى عملية البناء والتشييد والصيانة، وتدوير هذا المشروع الـذى إذا قدر له النجاح والاستكمال طبقاً لما هو مقدم فى الدراسـة سيكون مشروعاً رائداً يطور من المنطقة، ويوفر فـرص عمل للشباب، كما يساعد على إعادة الوجه الجمالى لاحد شوارع مدينة رشيد الأساسية والعامة .

النتائج والتوصيات :

١-إن التنمية والتطوير ليس هى مجرد دراسات، ولكن لابد أن تكـون دراسـة تطبيقية من الطبيعة يتم تنفيذها لخدمة المجتمع والسكان .

٢-إن العمـارة ليسـت مبانى وهياكل خرسانية، وإنما هى مجتمع وأفراد وعمارة، وعمران وتنمية وتطوير واهتمام بالمنظومة البيئية المتكاملة التى تشمل الحفاظ على الموارد البشرية والطبيعية والمبانى المشيدة.

٣-إن التطوير والارتقاء يعنى الحفاظ على التراث والحفاظ عـلى الطـابع والشكل والمضمون وتطويعه ليتلاءم مع متطلبات العصر ومعطياته من تكنولوجيا وتطور فى شتى المجالات.

٤-إن شـارع دهليز الملك أحد الأمثلة للعديد من الشوارع والمـناطق الـتى تحـتاج لحشـد جهـود المعماريين والمخططين والإجتماعيين والتنفيذيين والأهالى لتطويرها والارتقاء بها ليس على مستوى مدينة رشيد، وإنما على مسـتوى مـدن الجمهورية – وهذا ماقدمته الدراسة التى نـأمل أن تصـل إلى مرحلة التنفيذ الجارى اعدادها مع الهيـئات المعنية للمساهمة فى تنمية المجتمع ورفع كفاءة البيـئة ، وتوفير فرص عمل للشباب من خلال المشاركة الشعبية .

المراجع باللغة العربية والانجليزية :

١-عـدلى بشاى وآخرون، تقرير مشروع التنمية المتواصلة لرشيد، برنامج التنمية المتواصلة الإنمائى للامم المتحدة UNDP عام ١٩٩٨.

٢-وزارة الثقافة ، هيئة الأثار المصرية ، آثار رشيد ، مطبعة هيئة الآثار المصرية ، الطبعة الثانية .

3- "Rosetta City Urban Master Plan up to the Year 2015", A Report Submitted to the Egyptian General Organization for Urban Planning 1990 .

4 Ismail K.A, "Study of Community Relationship with the Historic Buildigs and their Reflctions on the Touristic Development in Rosetta City", A Study Submitted to the Faculty of Tourism, Alexandria University, 1990.

تيارات الهجرة وتأثيرها على خريطة توزيع السكان على أرض الوطن

د. راوية محمد عجلان*

ملخص البحث

تحاول هذه الورقة أن تبين أسباب الخلل فى التوزيع السكانى على أرض مصر من خلال تتبعها لظاهرة تيارات الهجرة سواء الداخلية أو الخارجية. ولتحقيق هدف البحث فقد تم اتباع المنهجية التالية لعرض أهم وأبرز مفهومات الهجرة من خلال البحث فى معجم وبستر الجديد والبحث فى تصنيفات هيئة الأمم المتحدة للمهاجرين. ثم رصد الدوافع والأهداف الكامنة وراء عملية الهجرة، وهى تصنف إلى ستة دوافع تتضح فيها الأسباب المختلفة التى تدعو المهاجر إلى اتخاذ هذا القرار الصعب. ثم نبحث عن الأنماط المختلفة للهجرة والتى صنفت إلى خمسة أنماط هى: الهجرة من الريف إلى الحضر - الهجرة من الريف إلى الريف - الهجرة من الحضر إلى الحضر - الهجرة من الحضر إلى الريف - وأخيراً الهجرات الخارجية أو الدولية.

وقد اتضح من نتائج البحث أن المهاجر يبحث عن ثلاثة أشياء محددة بالترتيب على التوالى وهى، فرصة العمل، مكان للسكن والإقامة، خدمات أفضل. وانه يسعى وراء هذه الأشياء حيثما وجدت- ومن ثم فإننا لو أردنا توجيه عملية الهجرة إلى أماكن محددة أو مناطق جديدة فعلينا أولاً أن نحقق له هذه العناصر الثلاثة، ومن هنا نستطيع أن نقول أن حل إشكالية توزيع السكان فى مصر يجب أن يأخذ أكثر من بعد - فيجب:

أولاً: تشجيع الهجرة إلى المدن الثانوية ذات الطاقات الاستيعابية الكبيرة .

ثانياً: يجب زيادة حركة الهجرة إلى المدن الجديدة .

ثالثاً: زيادة تيارات الهجرة إلى مناطق التنمية الجديدة .

١- المقدمة

تعد قضية توزيع السكان فى جمهورية مصر العربية من أهم القضايا الملحه فى الوقت الحاضر، وهذا ناتج عن الخلل الواضح فى توزيع السكان على أرض الوطن حيث يتمركز ٩٧ % من السكان فى الشريط الضيق حول الوادى وفى الدلتا لتترك الرحاب الواسعة من أرض مصر والمتمثلة فى الصحراء الشرقية والغربية والساحل الشمالى وسيناء دون استغلال يذكر فلا تزيد نسبة السكان فى جملة هذه المناطق والتى تمثل ٩٤ % من أرض مصر ما لا يزيد عن ٣ % من السكان .

هذا من ناحية ومن ناحية أخرى هناك ظاهرة التضخم الحضرى حيث زحف العمران على الأرض الزراعية لتتآكل بمعدلات مرتفعة كل عام كنتيجة لزحف العمران عليها سواء العمران الحضرى أو الريفى. هذا بالاضافة إلى عجز هذه التجمعات عن الوفاء باحتياجات سكانها من الخدمات والأنشطة الإقتصادية - فيعانى معظم السكان من صعوبة الحصول على المسكن المناسب والخدمات المناسبة وفرصة العمل المناسبة ، فيدفعهم هذا للهجرة سواء الداخلية (داخل الوطن) من تجمع عمرانى إلى أخر أو هجرة

* كلية التخطيط الإقليمى والعمرانىجامعة القاهرة

خارجيـــة ليخسر الوطن عقوله المتميزة بمعدلات زائدة كل عام .

انطلاقــاً مما سبق تأتى دراسة تيارات الهجرة وتأثيرها عــلى خـريطة التوزيع السكانى فى أرض الوطن لمحاولة اســتبيان بعض السبل لتعديل هذا الخلل الحادث فى توزيع السكان.

٢ - عرض لأهم وأبرز مفهومات الهجرة

جــاءت كــلمة (هجرة) بوجه عام فى اللغة العربية من (الهجر) ضد الوصل ومنها التهاجرة بمعنى التقاطع، ومنها أيضاً المفردات (هجرة، هجر) (هجرانا) أى صدمة وقطعة ضد وصله.

وعــلى ذلك فكلمة الهجرة النوع من (هجر) والاسم من (التهاجر) وهى الخروج من أرض إلى أخرى والصفة هنا هى (تهاجرة) والجمع هو (مهاجرون) (٨ ص ٧٠).

هذا وقد ورد فى معجم وبستر الجديد ثلاثة معايير للفعل Migrate ، هذه المعايير هى :

١ - الانتقال من مكان لآخر ، وبخاصة من دولة أو أقليم أو محل سكن أو إقامة إلى مكان آخر بغرض الإقام فيه .
٢ - الانــتقال بصفة دورية من أقليم أو مناخ إلى اقليم أو مناخ آخر .
٣ - ينقل أو يحول To Transfer .

وقد قامت الأمم المتحدة بتصنيف الذين ينتقلون من مكان لآخر عند وصولهم فى الأصناف الأربعة التالية :

١- المهاجــرون الدائمــون أى غير المقيمين الذين ينوون الإقامة لفترة تزيد عن السنة.
٢- المهاجرون المؤقتون أى غير المقيمين الذين يريدون أن يمارســوا عملا فى بلد الوصول لسنة أو أقل ، ويضيف من يرافقهم من أهليهم فى الصنف الثالث.
٣- الــزوار وهم الذين يرغبون فى البقاء سنة أو أقل دون أن يمارسوا عملا ما، ويذكر منهم أهليهم.
٤-المقيميــن الذين يئوبون بعد غيبة تتجاوز السنة (٨ ص ٧٠).

ومــن تعــريفات الهجــرة أيضاً أن المقصود بها ذلك الانتقال من مكان إلى آخر بطريقة إرادية أو إجبارية، وأن مــن أهــم صفاتها أن تكون متعمدة ومخططة وذات هدف واضح.

وقــد تكــون الهجرة داخلية بمعنى الانتقال داخل حدود الدولــة الواحدة ، أو خارجية بمعنى أن تكون من دولة إلى دولــة أخــرى داخــل القارة الواحدة أو من قارة إلى قارة أخرى(٧)

ومن المفاهيم الأخرى للهجرة

١- أن الهجرة تتجه إلى منطقة الجذبPull وتسمى بالمنطقة الصفرية للمهاجر (The area of destination)
٢- أن الهجــرة إمــا أن تكــون إجبارية (لا دخل للإرادة الفــردية لــدى المهاجر فيها Forced Migration)) وإما طوعية اختيارية بحتة .(Voluntary Migration)
٣- أنالهجــرة إمــا هجــرتمؤقــته (وقتية)Temporary Migration وإمــاهجــرة دائمة أومبستديمة (Permanent Migration).
٤- الهجرة إما أن تكون فردية(Individual Migration) .
وإما هجرة جماعية (Collective Migration)
٥- أن الهجــرة إمــا أن تكون عبر حدود سياسية (هجرة خارجية أى(International Migration).
٦- وامــا أن تكون هجرة داخل البلد أوالوطن الواحد(هجرة داخليةأى Internal Migration)

وخلاصــة الــتعريفات المتعددة التى تناولناها آنفا تجمع عــلى أن الهجــرة لا تخــرج عــن كونها " تلك الظاهرة الاجــتماعية الســكانية الــتى تتضــمن الانتقال الفردى أو الجمــاعى من مكان إلى آخر داخل الدولة أو من دولة إلى أخــرى أو بغــرض الاقامــة الدائمة أو المؤقتة وبصورة

إجبارية أو إختيارية لأى من الأسباب قد يكون الاقامة أو العمل أو الصحة أو الإبداع الأدبى والفنى "

٣-تيارات الهجرة (الدوافع والأهداف)

٣-١ أهم دوافع الهجرة الخارجية

بداية نشير إلى أن حجم الهجرة الخارجية من الناحية الكمية قدر من خلال مسح الهجرة الذى قام به المجلس القومى للسكان ١٩٨٦ ، حيث ذكر أنه خلال الفترة من ١٩٧٤-١٩٨٤ بلغ عدد المصريين الذين تعرضوا للهجرة ٣,٤٤٣ مليون خص، منهم٧٩٣٢. مليون مشتغلين، ٥٩٠ الف مرافقين ، ٦٠ الف زائرين (٤) هذا ويمكن أن نلخص أهم دوافع الهجرة - وخاصة الخارجية - فى الأتى:

١- قد يكون الدافع هربا من الحروب أو الزلازل والبراكين أو الاضطهاد الدينىوالسياسى.أى تكون هجرة إجبارية اضطرارية من أجل النجاة .

٢- سهولة الاتصال بين البلد الطاردة وبلد المهجر .

٣- هجرة من أجل العمل والكسب وتأمين مستوى معيشة مرتفع .

٤- هجرة من أجل الحصول على تعليم عالى لا يتوافر داخل القطر .

٥- هجرة من أجل العناية والرعاية الصحية ذات المستوى المرتفع .

٣-٢ أهم دوافع الهجرات الداخلية

- نلاحظ فى مصر حاليا اتجاه سائد من الهجرة فى فئتين من المدن وفى اتجاهين رئيسيين . الأول هو الهجرة إلى عواصم المحافظات - حيث يجد المهاجر فرص العمل التى يبحث عنها. أما الاتجاه الثانى فيتمثل فى الهجرة من الريف إلى المدن الصغيرة أو المراكز التى تحيط بها مجموعة القرى التى يأتى المهاجر منها، وهذا بالطبع يرجع إلى توفر قدر أكبر - ولو ضئيل - من الخدمات وإمكانيات الحصول على مسكن. ونستطيع أن نطلق على هذا الاتجاه "اتجاه الدفع " والذي يوضح أنه يتزامن مع كل تيار هجره معين تيار آخر من الهجرة المعاكسة يرتبط به ويتأكد مع الزمن (٢).

- لوحظ فى العديد من الإحصائيات أن الهجرة سواء من الريف أو من تجمعات حضرية تذهب إلى المدن ذات معدلات النمو المرتفعة وإذا حاولنا تفسير هذه الحقيقة فربما نستطيع أن نقول إن عملية التحفيز فى التنمية لبعض الحواضر ينتج عنها العديد من المشروعات الاقتصادية وعمليات دءوبة فى بناء المساكن وانتعاش نسبى فى باقي الهيكل الوظيفي وكذلك توطين الصناعات المختلفة مما يؤدى إلى عمليات جذب شديدة فى المراحل الأولى لعملية التنمية مثل مدن المحلة الكبرى أو كفر الدوار.(٧) .

- إذا ألقينا نظره على معدلات النمو السنوية فى المناطق الريفية والمناطق الحضرية فى مصر من أوائل هذا القرن فسوف نلاحظ أن كانت هناك معدلات هجرة مرتفعة من المناطق الريفية إلى المناطق الحضرية، وبالتحديد إلى عدد محدود من المناطق الحضرية - وكان هذا حتى النصف الثانى من القرن العشرين - ثم بدأت الهجرات الداخلية تأخذ مناحى مختلفة - فهى هجرة ريفية حضرية إلا أن حجم التجمعات الحضرية للهجرة قد زاد حتى وصل إلى خمسة وعشرين (٢٥) مدينة وذلك حتى عام ١٩٧٦، مع انخفاض فى معدلات الجذب للعواصم الحضرية الكبرى .

أما فى الفترة من ١٩٧٦ وحتى ١٩٨٦ فقد بقيت معدلات الهجرة من المناطقالريفية على نفس مستواها إلا أن اتجاهاتها قد تغيرت، فهناك على سبيل المثال معدلات جذب مرتفعة فى مناطق التنمية الجديدة مثل إقليم قناة السويس أو الساحل الشمالي الغربي، إلا أن الجديد فى الأمر هو اتجاه الهجرات الريفية إلى المدن الثانوية والذي

زاد عن فئات المدن الأخرى فى الفترة ما بين تعدادي ١٩٨٦،١٩٧٦.

- إن الملاحظ مما ذكرنا سابقاً أن المدن التى تتوسط المناطق الريفية تسارع نموها بشدة فى الفترات الزمنية القريبة وبدأت تستقبل تدفقات الهجرة الريفية مثل مدن طنطا والمنصورة وكفر الشيخ وهنا نلاحظ عامل جديد أدى لعملية الجذب تلك وهو عنصر المسافة بين الموطن والمقصد . فإذا نظرنا إلى التوزيع العام لتلك المناطق الحضرية ورصدنا المواطن التى تهب منها تيارات الهجرة سنلاحظ أن هناك علاقة بين المسافة ومعدل الهجرة إلى المدينة، حيث أن المدن التى تتوسط المناطق الريفية وتنتشر بها نقاط تجمع المواصلات قد أصبحت تماثل المدن الكبرى فى قدرتها على الجذب وأصبحت تستقبل هجرات داخلية كبيرة . كذلك فإن بعضها يقع بين مناطق التنمية الجديدة والعمران القائم ذو الكثافة المرتفعة- مثل مدينة بلبيس (٢) التى تقع على محور الحركة الرئيسى بين إقليم قناة السويس (كإقليم تنموي جديد) ومدينة العاشر من رمضان وإقليم الدلتا إذا نظرنا إلى حجم التردد اليومي على بعض المدن الكبرى فى مصر. أو المدن الثانوية فسنلاحظ أنه عالي جداً ويقترب فى بعض الأحيان - من ٥٠ % من إجمالي سكان المدينة. هذه الحقيقة تلفت النظرة إلى نقطة محددة وهى أنه بالرغم من الأهمية النسبية للعامل الإقتصادى(المتمثلة فى إمكانية الحصول على عمل فى مكان آخر غير الموطن الأصلى) وأثره على تيارات الهجرة. إلا أن هناك عوامل أخرى تحد من سيطرة هذا العامل ، ومن أهمها- إمكانية الحصول على المسكن الملائم للمستوى المادي للمهاجر .

- لا زال النظام المركزي هو النظام المسيطر فى دول العالم الثالث ، فتعتبر العاصمة بؤرة انتشار الثقافة والإعلام والاتصالات السلكية واللاسلكية ووسائل المواصلات الدولية والأهم من هذا كله التكنولوجيا المتطورة ، وهذا يجعلها بالطبع نقطة جذب لأنحاء القطر كله . ومن ثم فقد جعلتها هذه الأسباب جميعاً نقطة جذب للمهاجرين إلى خارج القطر (حيث تتركز بها سبل المواصلات الدولية) ومن هنا نستطيع أن نقول أن التطور التكنولوجى فى وسائل الإتصال سوف يزيد من معدلات الهجرة .

٤ - الأنماط المختلفة للهجرة :

من المنطقي والموضوعي أنه إن لم يكن هناك فروق بين الريف والحضر سواء فى الشكل أو فى طبيعة الأرض والمناخ والثقافة وشكل الحياة بصفة عامة ما سعى الإنسان - وبخاصة الريفى- إلى الهجرة إلى المدينة، وقضية الفروق هذه بين الريف والحضر شغلت الكثير من المفكرين.

هذا وقد تتبع عدد من الباحثين هذه القضية وقام برصدها ومن بين هؤلاء المفكر الاجتماعي القدير محمد عاطف غيث، حيث يذكر فى كتابه علم الاجتماع الحضري ،ان المقارنة بين الحياة الريفية والحياة الحضرية على الرغم من محاولات إجرائها على أسس موضوعية ومن خلال إطار نظرى معين، لا تزال تحمل رأى من يقومون بها من الباحثين و تعكس وجهة نظرهم إزاء ما يتصورون من مشاكل تزداد تفاقما بتزايد المدن حجما، ومع ما يحاولون إثباته من أن الانتقال من الريفية إلى الحضرية قد صاحبه تمزق فى الشخصية الإنسانية وضياع لعدد من القيم التى كانت تجعل للحياة معنى، إلا أن هناك رأى آخر جعل التحضر والحضرية مرحلة تاريخية كان لابد من التحرك والانتقال إليها خروجاً من براثن الريفية ، ويذكر هذا الرأى والذى جاء على لسان محمد محمود الجوهرى وزملائه فى كتاب " ميادين علم الاجتماع "، حيث يذكرون أن الإنسان عاش طويلا حياة القرى قبل أن يخلق حياة المدن، ومن الصعب تحديد الفترة الزمنية التى شهدت ظهور أول مدينة تحديدا دقيقا، ولقد كانت المدينة المبكرة مجرد بلدة Twon،

ومع ذلك فإن مثل هذه المدن كانت النتاج النهائى لحصيلة القرون السابقة، ولكن عاملى التطوير الزراعى والتقدم فى وسائل المواصلات لم يتمثلا كل عوامل التحول من الريفية إلى الحضرية، بل يشير العلماء السوسيولوجيون إلى عوامل أخرى مثل المعرفة التنظيمية المعقدة (كارل ماركس)، تقسيم العمل والتخصص المهنى (دور كايم)، ويمكن أن نضيف إلى هذه العوامل الهجرة المتزايدة من الريف إلى المراكز الحضرية القريبة ثم تدريجياً إلى عواصم المدن بغرض العمل وخاصة فى المجالات الصناعية، (حيث يمثل التصنيع عاملاً مهماً من عوامل النمو الحضرى) أو بغرض الحصول على خدمات متطورة لا تتوافر بالريف .

هذا وبالرغم من تأكيد كثير من العلماء على النظرة إلى الفروق الريفية الحضرية إنها ليست حتمية أو فاصلة تماما وإن هذه الفروق ما هى إلا نتاج تاريخى وخاصية يفرضها الزمن والتطور، إلا أن هناك من ينظر إلى الفروق نظرة أمبيريقية تحاول أن تميز بين نمط الحياة الريفية والنمط المقابل وهو الحضرية فى ثنائية تحتوى على الكثير من الخصائص التى يمكن ملاحظتها هنا أو هناك، حيث اتفق أصحاب هذه الرؤية – الثنائيات – على أن الفروق الريفية الحضرية تتمثل فى الآتى:

١-المهنة	Occupation
٢-حجم المجتمع المحلى	Size of community
٣- البيئة	Environment
٤- كثافة السكان	Density of population
٥-التجانس واللاتجانس	Homogeneity and Heterogeneity
٦-التباين والتدرج الإجتماعى	Deifferentiation and stratification
٧-التنقل (الحراك)	Mobility
٨-نسق التفاعل الإجتماعى	System of social interaction

وإذا كانت الهجرة الريفية الحضرية من أبرز وأشهر أنواع الهجرات الداخلية فإن هناك من البيانات المرتبطة بهذا النوع من الهجرات الكثير نذكر بعض هذه البيانات المستقاة من دراسة حديثة (٣) ثم نعلق على هذه البيانات من الهجرات الداخلية ، والجدول التالىيوضح مقارنة التطور فى معدلات الهجرة الريفية الحضرية بين الدول المتقدمة والنامية:

بيان الدول	السنوات	معدل الهجرة الريفية الحضرية
الدول المتقدمة	١٩٦٠	٢,٦
	١٩٧٠	٢,١
	١٩٨٠	٢,٠
	١٩٩٠	٢,٢
	٢٠٠٠	١,٩
الدول النامية	١٩٦٠	٢,٤
	١٩٧٠	٢,٤
	١٩٨٠	٢,٠
	١٩٩٠	٢,٢
	٢٠٠٠	١,٧

وبالرغم من أن البيانات المشار إليها فى الجدول السابق تدل على تأرجح معدلات الهجرة الريفية الحضرية بين الزيادة والنقصان سواء فى الدول المتقدمة أو الدول النامية، إلا أن واقع الحال يؤكد أن الهجرات الريفية الحضرية فى تناقص وذلك للأسباب التالية :

١-لقد كان المجتمع الحضرى يتميز فى الماضى بأنه يتمتع بتقدم كبير فى الناحية الحضارية والثقافية والفكرية ، ولقد تقاربت المسافات فى الوقت الراهن وقرب الإعلام بين الحضر والريف إلى حد بعيد .

٢-انتشار التعليم واضح فى كل مكان حيث الجامعات المصرية (على وجه الخصوص) التى اقتحمت البلاد شمالها وجنوبها وشرقها وغربها .

٣-انتشار الرعاية الصحية فى كثير من بقاع الريف (فى مصر على سبيل المثال) .

٤-سهولة المواصلات وتنوعها وتقدمها قربت المسافات بين الريف والحضر .

٥-زيادة فرص الاستثمار سواء فى الأراضي أو المشروعات الزراعية أو الصناعية المرتبطة بها .

ومــن أجل ذلك وجدنا توقع الانخفاض النسبي فى معدل الهجرة الريفية الحضرية حسبما يتضح من الجدول السابق . كمــاً يتضــح مــن الجدول التالي أن معدل الهجرة الريفية الحضــرية فى مصر يعتبر منخفضاً إذا ما قورن بمثيله فى بعض الدول العربية .

معدلات الهجرة الريفية الحضرية فى بعض بلدان الوطن العربى

السنة	١٩٨٥			١٩٩٥		
القطر	معدل النمو السكانى	معدل نمو سكان الحضر	معدل الهجرة الريفية الحضرية	معدل النمو السكانى	معدل نمو سكان الحضر	معدل الهجرة الريفية الحضرية
الأردن وفلسطين	٣٦	٥٨	٢٢	٣٥	٥٤	١٩
الأمارات	١٩	٤٩	٣٠	١٧	٩٨	٨١
تونس	٢٤	٣٤	١٠	٢١	٤٧	٢٦
الجزائر	٢٧	٥٩	٣٢	٢٧	٥٨	٣١
مصر	٢٥	٣١	٦	٢٢	٣١	٩

٤-١- الهجرة من الريف إلى الحضر

لقــد وجد هذا النوع من الهجرة منذ المراحل الأولى لــلمدنية وقد زادت حدته بعد الحرب العالمية الثانية إلا أن تضــخم هذه الظاهرة بشــده قد بدأ منذ نهــاية الخمسينيات مــع حصــول كــم ضــخم من دول العــالم الثــالث على اســتقلالها مــن الاســتعمار ومن ثم بدأت تدخــل فى مــراحل تـنموية متسارعة وخاصة فى المراكز الحضرية، الأمــر الــذى زاد مــن الهوه الشاسعة بين المناطق الريفية والحضــرية ومن ثم زادت معدلات الهجرة من الريف الى الحضر .

ومــن الملاحظ بداية تناقص معدلات الهجرة من الريف إلى الحضــر فى العقديــن الآخرين - وهو الأمر الذى نتج غالــباً عــن بداية حكومات دول العالم الثالث فى الاهتمام بتــنمية المناطق الريفية - الأمر الذى لم تظهر نتائجه بعد ولكن هناك بعض المؤشرات لبداية حدوثه.

٤-٢- الهجرة من الريف إلى الريف

يرجع هذا النوع من الهجرة غالباً إلى أسباب اضطرارية فســكان الريف لا يهاجرون عادة من مواطنهم الأصلية إلى مــناطق ريفية أخرى إلا إذا توفرت فى تلك المناطق فرص للحياة أفضل ، وهذا نادراً ما يحدث إلا فى حالات نادرة - مــثل الهجــرة إلى مناطق إستصلاح جديدة ، أو هجرة من النجوع والكفور إلى القرى المحيطة، حيث الخدمات أفضل. ومــن ثــم فإن الهجرة من مناطق ريفية إلى مناطق ريفية أخــرى هى فى الأغلب الأعم هجرة اضطرارية مثل هجرة ســكان قرى محافظة السويس بعد وأثناء حرب ١٩٦٧ إلى المــناطق الــريفية بالدلتا، أو هجرة سكان قرى النوبه إلى قرى الصعيد المجاورة بعد إغراق مياة نهر النيل لقراهم.

٤-٣- الهجرة من المناطق الحضرية إلى مناطق حضرية أخرى

تتمــثل هــذه الظاهــرة فى ثلاث اتجاهات . الأول هى الهجــرة مــن المدن الصغيرة (مراكز الأقاليم) إلى عواصم تــلك الأقــاليم أو المــدن الكبرى فى الدول وتكون بالطبع محاولة للوصول إلى مستوى أفضل فى الحياة - أما الاتجاه الــثانى فيكــون من المدن الثانوية والصغيرة إلى حواضر مــناطق التــنمية الجديدة مثل مدينة العاشر من رمضان أو الســادس مــن أكتوبر أو مدينة السادات، أما الاتجاه الثالث فيكون من المدن الكبرى (كالقاهرة أو باريس أو لندن) حيث تضــخمت المدينة لدرجة فظيعة، فانتشرت بها جميع أنواع التــلوث البيئي ، فيبدأ السكان القادرون للهجرة إلى المناطق الحضرية القريبة Suburban.

٤-٤- الهجرة من المناطق الحضرية إلى المناطق الريفية

هــذا النوع من الهجرة له بعدان - البعد الأول هو بعد اضطراري ينتج غالباً عن الحرب حيث تمت فى حرب ١٩٦٧ على سبيل المثال عملية تهجير لسكان مدن القناة إلى المــناطق الــريفية فى الدلــتا ، وكذلك بعد وأثناء الحرب العالمية الثانية. أما البعد الثانى لهذا النوع من الهجرة فهو

هجرة سكان العواصم الكبرى إلى المناطق الريفية المحيطة حيث تجد الأجيال الجديدة من أبناء هذه العواصم الكبرى – والتي ترتبط بعمل في العاصمة – صعوبة كبيرة في الحصول على مساكن ملائمة لمستوياتهم الاقتصادية – فيتجهوا إلى السكن في المناطق الريفية المحيطة – حيث الحصول على سكن أسهل وأوفر – وتلاحظ هذه الظاهرة بشدة في مدينة القاهرة وفي العقود القريبة .

٤-٥- الهجرات الخارجية أو الدولية

أول هجرة من هذا النوع عرفها العالم هي ما يسمى "بهجرة الأطلنطي " ، حيث هاجر ما يقرب من ٤٠ مليون شخص من أوروبا وأسيا إلى الولايات المتحدة الأمريكية واستراليا في القرن التاسع عشر (١) لازال هذا الاتجاه من الهجرة موجودا وزاد عليه سكان أفريقا– إلا أن حدته قد انخفضت عما كانت عليه في القرن الماضي كنتيجة للمعوقات الكثيرة التي بدأت تصنعها الدول المستقبلة .

على مستوى الوطن العربي نلاحظ بشدة هجرة سكان بلدان مثل السودان والشام إلى الدول النفطية في الخليج والعراق وليبيا. وبالرغم من عدم حصول هؤلاء المهاجرين على جنسية الدول التي يهاجرون إليها إلا أنها تدخل في إطار الهجرات الدولية نظراً لاستقرار بعض هؤلاء المهاجرين في تلك البلدان .

٥- بعض المؤشرات عن توزع السكان عبر السنوات وتيارات الهجرة المصاحبه

٥-١- توزيع السكان عبر السنوات

المحافظة	تعداد ١٩٨٦		تعداد ١٩٨٧		تعداد ١٩٦٦		تعداد ١٩٦٠	
	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب
القاهرة	١٢,٦	١	١٣,٩	١	١٤,٠٠	١	١٢,٩	١
الاسكندرية	٦,١	٦	٦,٣	٦	٦,٠٠	٦	٥,٨	٨
بور سعيد	٠,٨	٢٢	٠,٧	٢٠	٠,٩	٢١	٠,٩	٢١
السويس	٠,٧	٢١	٠,٥	٢٢	٠,٩	٢٢	٠,٨	٢٢
جملة المحافظات الحضرية	٢٠,٢		٢١,٤		٢١,٨		٢٠,٥	
دمياط	١,٥	١٨	١,٦	١٨	١,٤	١٨	١,٥	١٨
الدقهلية	٧,٢	٣	٧,٥	٢	٧,٦	٢	٧,٨	٢
الشرقية	٧,١	٤	٧,٢	٣	٧,٠٠	٣	٧,٠٠	٣
القليوبية	٥,٢	٩	٤,٦	١٣	٤,٠٠	١٣	٣,٨	١٣
كفر الشيخ	٣,٨	١٤	٣,٨	١٤	٣,٧	١٤	٣,٨	١٤
الغربية	٦,٠٠	٧	٦,٣	٧	٦,٣	٥	٦,٦	٥
المنوفية	٤,٦	١٢	٤,٧	١٠	٤,٩	١١	٥,٢	٩
البحيرة	٦,٧	٥	٦,٧	٤	٦,٦	٤	٦,٥	٤
الاسماعيلية	١,١	٢٠	١,٠٠	١٩	١,٢	٢٠	١,١	٢٠
جملة محافظات الوجة البحرى	٤٣,٢		٤٣,٣		٤٢,٧		٤٣,٢	

تابع – توزيع السكان عبر السنوات

المحافظة	تعداد ١٩٨٦		تعداد ١٩٨٧		تعداد ١٩٦٦		تعداد ١٩٦٠	
	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب	النسبة المئوية لعدد السكان	الترتيب
الجيزة	٧,٧	٢	٦,٦	٥	٥,٥	٩	٥,١	١١
بنى سويف	٣,٠٠	١٦	٣,٠٠	١٦	٣,١	١٦	٣,١	١٥
الفيوم	٣,٢	١٥	٣,١	١٥	٣,١	١٥	٣,٢	١٦
المنيا	٥,٥	٨	٥,٦	٨	٥,٧	٧	٦,٠٠	٧
أسيوط	٤,٦	١٣	٤,٦	١٢	٤,٧	١٢	٥,١	١٢
سوهاج	٥,٠١	١٠	٥,٣	٩	٥,٦	٨	٦,١	٦
قنا	٤,٧	١١	٤,٧	١١	٤,٩	١٠	٥,٣	١٠
أسوان	١,٧	١٧	١,٧	١٧	١,٧	١٧	١,٥	١٧
جملة محافظات الوجه القبلى	٣٥,٤		٣٤,٦		٣٤,٣		٣٥,٤	
البحر الأحمر	٠,٢	٢٥	٠,٢	٢٤	٠,١	٢٥	٠,١	٢٤
الوادى الجديد	٠,٢	٢٤	٠,٢	٢٣	٠,٢	٢٤	٠,١	٢٣
مطروح	٠,٣	٢٣	٠,٣	٢٢	٠,٤	٢٣	٠,٤	٢٢
شمال سيناء	٠,٤	٢٢	٠,٠٠	٢٥	٠,٤	٢٢	٠,٢	٢٥
جنوب سيناء	٠,١	٢٦	٠,٠٠	٢٥	٠,٤	٢٢	٠,٢	٢٥
جملة محافظات الحدود	١,٢		٠,٧		١,٥		١,٠٠	

اذا القينا نظره سريعه على تطور النسب المئوية لسكان محافظات مصر فى الفتره من ١٩٦٠ وحتى ١٩٨٦ فنلاحظ أن محافظة القاهرة احتفظت بالمركز الأول عبر السنوات، أما محافظة الجيزة فقد كان مركزها فى ١٩٦٠ الحادية عشر وقفزت فى ١٩٨٦ لتحتل المركز الثانى وهذا يدل على الجذب الشديد لهذه المحافظة لتيارات الهجرة القادمة من الوادى والدلتا بالإضافة إلى تحويل مجموعة من القرى المحيطه بالمحافظة إداريا إلى مدن، ومن ثم فإن قفزها إلى المرتبه الثانية يحمل فى طياته مؤشر كون المحافظة جاذبة بالاضافة إلى عوامل دخول القرى إلى عداد المدن .

أما محافظتى الدقهلية والشرقية فقد تغيرت مراتبهم من الثانية والثالثة إلى الثالثة والرابعة ليفسحوا مجال لمحافظة الجيزة وأيضاً لقربهم الشديد من العاصمة القومية فيمثلوا مركز جذب لتيارات الهجرة .

يأتى فى المراتب الأخيرة جميع محافظات الحدود عبر السنوات حيث الخلخلة السكانيه بالإضافة إلى عدم وجود عوامل جذب كافيه فى هذه المحافظات بالرغم من محاولات الدولة الدعوبة فى توجيه الإستثمارات والمشاريع القومية إلى هذه المناطق.

أما باقى محافظات الوادى والدلتا فقد تراوحت مراتبها فى المراكز المتوسطة حيث يتركز معظم باقى السكان فى هذه المحافظات.

تقدير أعداد السكان فى مصر حسب المحافظات فى منتصف عام ٢٠٠١ (١١)

المحافظة	تقدير السكان (بالألف) عام ٢٠٠١
القاهرة	٧٦٤٤
الاسكندرية	٣٩٢٦
بور سعيد	٦٦٢
السويس	٦١١
دمياط	١٠٠٨
الدقهلية	٤٧١٢
الشرقية	٤٧٥٠
القليوبية	٤٠٨٤
كفر الشيخ	٢٤٧٦
الغربية	٣٨٥١
المنوفية	٣٠٦٨
البحيرة	٤٥٦٧
الاسماعيلية	٩١٢
الجيزة	٦٢٥٩
بنى سويف	٢٠١٣
الفيوم	٢٢٦٥
المنيا	٣٦٢٠
أسيوط	٣٠٨٤
سوهاج	٣٣٠٥
قنا	٣١٨٤
أسوان	١١٣٢
محافظات الحدود	٧٩٠
الجملة	٦٧٩٢٣

يتضح من هذا الجدول بقاء محافظة القاهرة والجيزة فى القمه من حيث أعداد السكان ، يليهما محافظات الدقهلية والشرقية والقليوبية لقربهم من مركز الجذب الحضرى الأول المتمثل فى القاهرة الكبرى وإن كانت محافظة الشرقية بعيده بعض الشئ إلا أنها لازالت تواكب محافظتى الدقهلية والقليوبية.

ويمثل هذا الجدول مؤشرا لعدم فاعلية محاولات الدولة فى تغيير الخريطة المصرية على الأقل فى المستقبل القريب.

٥-٢- خريطة تيارات الهجرة الحالية

المحافظات الحضرية (القاهرة والاسكندرية وبورسعيد والسويس)

تعتبر جميعها جاذبة – شكل رقم (١) حيث بلغ صافى الهجرة بها حوالى (+ ١٦،٢ %) وتأتى محافظة القاهرة على رأسها (+ ١,٤ %) تليها الاسكندرية (+ ٠,٦٣ %) ثم السويس (+٠,١٢ %) ثم بور سعيد (+ ٠,٠٧ %) وتجدر الإشارة إلى أن كلا من محافظتى القاهرة والإسكندرية تستقطب حوالى (١٨,٣٥ %) من المهاجرين كنتيجة للتركيز الإدارى والخدمى والإنتاجى فيهما.

محافظات الوجه البحرى :

معظمها طاردة للسكان ما عدا كل من محافظتى القليوبية والإسماعيلية اللتين كان بهما صافى الهجرة إيجابياً، ففى القليوبية بلغت (+ ٠,٤١ %) والاسماعيلية (+ ٠,١٤ %) أما أكثر المحافظات طرداً للسكان فى الوجه البحرى فكانت محافظة المنوفية حيث كان صافى الهجرة بها (– ٠,٦٧ %) يليها الدقهلية (–٠,٤٨ %) ثم الشرقية (–٠,٣٧ %) ثم الغربية (– ٠,٢٩ %) وأقل المحافظات الطاردة فى الوجه البحرى هى محافظات البحيرة (–٠,٨%) ثم كفر الشيخ (–٠,٧ %) ثم دمياط (–٠,٠١ %).

محافظات الوجه القبلى :

كانت محافظة الجيزة هى الوحيدة الجاذبة للسكان وبنسبة تقارب صافى الهجرة لمحافظة القاهرة وهى ١,١٥% وذلك لدخولها فى نطاق إقليم القاهرة الكبرى وتطلع المهاجرين إلى إيجاد فرصة عمل بها. أما باقى محافظات الوجة القبلى فجميعها طاردة للسكان ولكن بنسب متفاوته وقد جاءت محافظة سوهاج فى المقدمة إذ سجل صافى الهجرة بها (– ٠,٥٧%) يليها محافظتا أسيوط وقنا وقد سجلت (–٠,٤٠،–٠,٣٩% على التوالى) ثم بنى سويف (– ٠,١٨%) ثم الفيوم (– ٠,١٥%) وأقل المحافظات طردا

للسكان بالوجة القبلى هى محافظة أسوان حيث سجلت (-٠,٠١ %).

محافظات الحدود :

معظمها جاذبة للسكان ماعدا محافظة الوادى الجديد حيث سجلت المحافظة صافى هجرة سلبياً ولكن بنسبة لا تذكر وهى

(-٠,٠١ %) وأكثرها جذباً محافظة البحر الأحمر حيث بلغ صافى الهجرة بها (+ ٠,٠٥ %) ثم مطروح (+ ٠,٠٢%) ، أما محافظات شمال سيناء وجنوب سيناء فصافى الهجرة بهما صفر.



شكل رقم ١- خريطة تيارات الهجرة الداخلية-١٢

٥-٣- التوقعات المستقبلية لحجم السكان حتى عام ٢٠١٧ والكثافة السكانية الإجمالية

- بالرجوع إلى معدل النمو السنوى بين التعدادين الأخيرين ١٩٨٦ ، ١٩٩٦ نجد أن المعدلات سجلت إنخفاضاً واضحاً نتيجه لانخفاض معدلات المواليد وبالتالى الإنخفاض فى الزيادة الطبيعية، ومن المتوقع الإستمرار فى انخفاض معدل النمو السنوى ليصل إلى ١,٨ % عام ٢٠٠٢ بحيث يبلغ عدد السكان ٦٥,٩٦٨ مليون نسمة.

- وتأسيساً على الإتجاه السابق فإن حجم السكان المتوقع عام ٢٠١٧ سوف يصل إلى ٨٣,٧٠٢ مليون نسمة بمعدل نمو قدره ١,٦ % سنوياً

- وبناء على ذلك سوف تبلغ الزيادة السكانية حوالى ٢٤,٤٣٠ مليون نسمة فى الفترة ٢٠١٧/١٩٩٦ كما يتضح من لجدول التالى.

- وعليه فمن المتوقع أن يصل متوسط الكثافة السكانية لإجمالى مساحة الجمهورية حوالى ٨٤ نسمة / كم٢ عام ٢٠١٧ .

حجم سكان الجمهورية موزعاً على الأقاليم والمحافظات
خلال الفترة ٢٠١٧/١٩٩٦ (١٢) (السكان بالألف)

الإقليم	المحافظة	(١) ١٩٩٦	(٢) ٢٠١٧	الزيادة المتوقعة ١٩٩٦-٢٠١٧
إقليم القاهرة الكبرى	القاهرة	٦,٧٨٩	٧,٧٨٤	٠,٩٩٥
	الجيزة	٤,٧٨٠	٧,٤٤٩	٢,٦٦٩
	القليوبية	٣,٣٠٣	٥,٣٥٧	٢,٠٥٤
	الإجمالى	١٤,٨٧٢	٢٠,٥٩٠	٥,٧١٨
إقليم الدلتا	المنوفية	٢,٧٥٨	٤,١٠١	١,٣٤٣
	الغربية	٣,٤٠٥	٤,٢٦٩	٠,٨٦٤
	كفر الشيخ	٢,٢٢٣	٣,٣٤٨	١,١٢٥
	دمياط	٠,٩١٥	١,٢٥٦	٠,٣٤٠
	الدقهلية	٤,٢٢٤	٥,٧٧٥	١,٥٥١
	الإجمالى	١٣,٥٢٥	١٨,٧٤٩	٥,٢٢٤
إقليم الإسكندرية	الإسكندرية	٣,٣٢٨	٣,٨٥٠	٠,٥٢٢
	البحيرة	٣,٩٨١	٥,٦٠٨	١,٦٢٧
	مطروح	٠,٢١٢	٠,٥٠٢	٠,٢٩٠
	الإجمالى	٧,٥٢١	٩,٩٦٠	٢,٤٣٩
إقليم السويس	سيناء لشمالية	٠,٢٥٣	٠,٣٣٥	٠,٠٨٢
	سيناء الجنوبية	٠,٠٥٤	٠,٠٨٤	٠,٠٣٠
	بور سعيد	٠,٤٦٩	٠,٦٧٠	٠,٢٠١
	الإسماعيلية	٠,٧١٥	١,١٧٢	٠,٤٥٧
	السويس	٠,٤١٨	٠,٥٨٦	٠,١٦٨
	الشرقية	٤,٢٨٨	٦,١٩٤	١,٩٠٦
	جزء من شمال محافظة البحر الأحمر	-	-	-
	الإجمالى	٦,١٩٧	٩,٠٤١	٢,٨٤٤

تابع – حجم سكان الجمهورية موزعاً على الأقاليم والمحافظات
خلال الفترة ١٩٩٦/٢٠١٧ (١٢) (السكان بالألف)

الإقليم	المحافظة	(١) ١٩٩٦	(٢) ٢٠١٧	الزيادة المتوقعة ١٩٩٦–٢٠١٧
إقليم شمال الصعيد	بنى سويف	١,٨٦٠	٢,٧٦٢	٠,٩٠٢
	المنيا	٣,٣٠٩	٤,٨٥٥	١,١٩١
	الفيوم	١,٩٩٠	٣,١٨١	١,١٩١
	جزء من شمال محافظة البحر الأحمر	–	–	–
	الإجمالى	٧,١٥٩	١٠,٧٩٨	٣,٦٣٩
إقليم أسيوط	أسيوط	٢,٨٠٢	٤,١٠١	١,٢٩٩
	الوادى الجديد	٠,١٤٢	٠,١٦٧	٠,٠٢٥
	الإجمالى	٢,٩٤٤	٤,٢٦٨	١,٣٢٤
إقليم جنوب الصعيد	سوهاج	٣,١٢٣	٤,٧٧١	١,٦٤٨
	قنا	٢,٤٤١	٣,٤٣٢	٠,٩٩١
	الأقصر	٠,٣٦٠	٠,٥٠٢	٠,١٤٢
	أسوان	٠,٩٧٤	١,١٧٢	٠,١٩٨
	جزء من جنوب محافظة البحر الأحمر	–	–	–
	الإجمالى	٦,٨٩٨	٩,٨٧٧	٢,٩٧٩
محافظة البحر الأحمر		٠,١٥٦	٠,٤١٩	٠,٢٦٣
إجمالى الجمهورية		٥٩,٢٧٢	٨٣,٧٠٢	٢٤,٤٣٠

٥–٤ تصور للتوزيع المستقبلى لتيارات الهجرة

– المحافظات الحضرية (القاهرة والأسكندرية وبورسعيد والسويس)

فى الوقت الحالى معظم هذه المحافظات جاذبه إلا أنه يجب المحافظة على استمرار محافظتى بورسعيد والسويس كمحافظات جاذبه نظراً لإمكانيات الاستيعاب المتوفره فى هاتين المحافظتين، أما بالنسبة لمحافظتى القاهرة الأسكندرية فهناك ضروره ملحه لوقف الهجره إلى هاتين المحافظتين بسبب تدهور البيئة العمرانية بشكل عام فى أجزاء عديدة من هاتين المحافظتين .

– محافظات الوجه البحرى

معظم محافظات الوجه البحرى طارده للسكان ما عدا محافظتى القليوبية والإسماعيلية – أما عن الإسماعيلية فيمكن تحفيز زيادة الهجرة إلى هذه المحافظة نظرا لإمكانيات الإستثمار الواسعة فيها. أما محافظة القليوبية فهى محافظة جاذبه نظرا لقربها من القاهرة الكبرى ويجب الحد من تيارات الهجرة الوافده لهذه المحافظة. أما باقى المحافظات فلا بد من خلق مراكز جذب عديدة على هوامش الدلتا الشرقية والغربية، بالنسبة للهوامش الشرقية فهى قريبة من مناطق الجذب المتمثلة فى محافظتى بور سعيد والسويس أما الهوامش الغربية فستعتمد على مشاريع استصلاح الأراضى حول طريق مصر الأسكندرية الصحراوى وفى الأراضى المتاخمة له وكذا الساحل الشمالى الغربى .

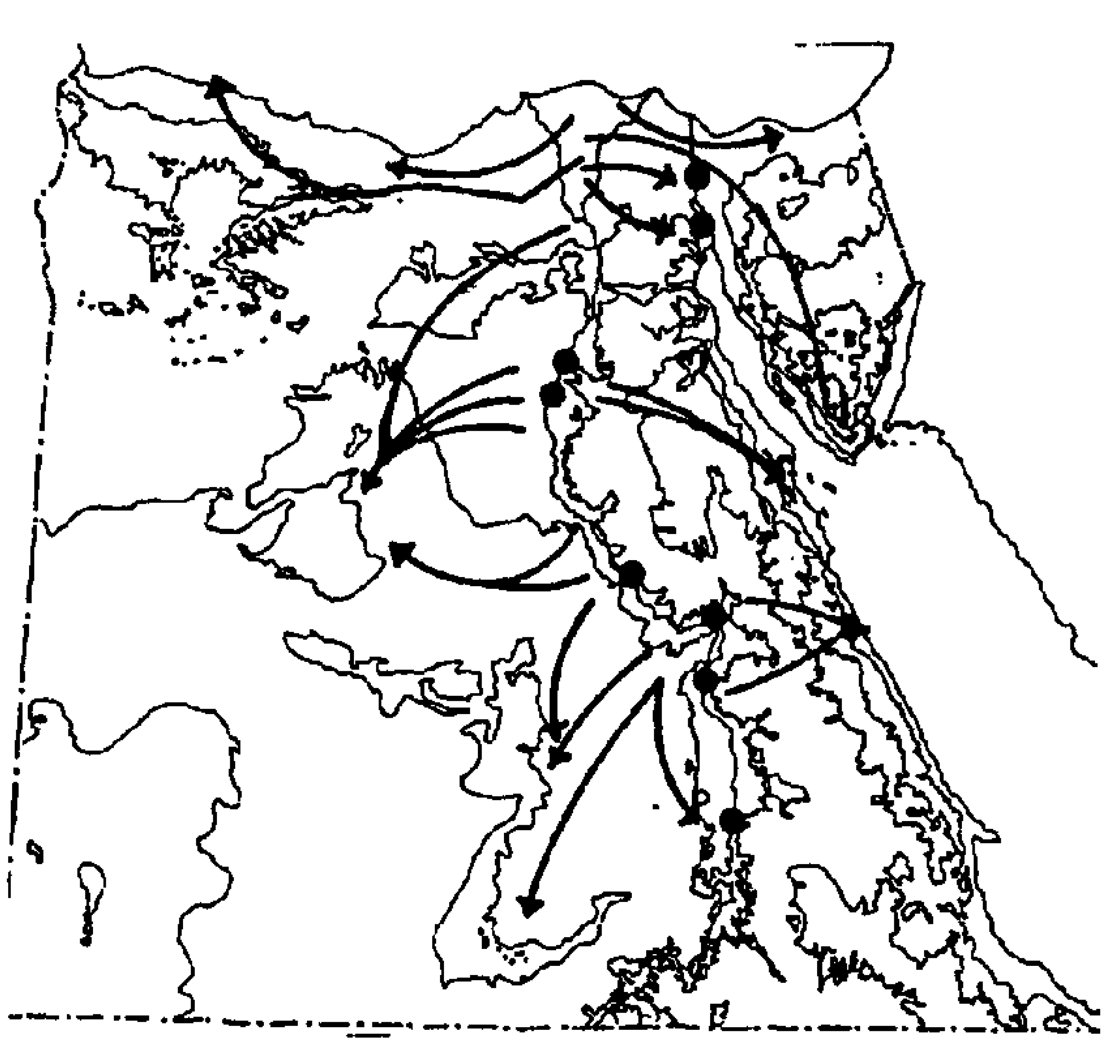
– محافظات الوجه القبلى

معظم محافظات الوجه القبلى طاردة للسكان فى ما عدا محافظة الجيزة، وذلك لدخولها فى نطاق القاهرة الكبرى – ومن ثم فهناك حاجة ملحه لتوجيه سكان هذه المحافظات إلى المشاريع القومية العديدة فى الصحراء الغربية من خلال خلق مشاريع موائمه لإمكانيات سكان هذه المحافظات التى يعتبر النشاط الزراعى بها هو النشاط السائد . هناك أيضاً فرصه لتحويل محافظة أسوان إلى محافظة جاذبه حيث أنها أقل المحافظات طردا للسكان وبها امكانيات إقتصادية عالية متمثله فى بحيرة السد العالى والمناطق المحيطة بها .

– محافظات الحدود

إن صافى الهجرة فى محافظتى شمال سيناء وجنوب سيناء صفر، وكان من المتوقع لها أن تكون محافظات جاذبه كنتيجه لتوجيه إستثمارات عالية بها بعد حرب ١٩٧٣ وكذلك للبعد السياسى المتمثل فى ضرورة خلق درع بشرى فى هذه المناطق ومن ثم فيجب البحث عن أوجه القصور فى عمليات التنمية فى هاتين المحافظتين وتعديل الخلل بها. سجلت محافظة الوادى الجديد صافى هجرة سلبى بالرغم من قدم عمليات التنمية واستصلاح الأراضى فى هذه

المحافظـة - الإ أنـنا لا نسـتطيع الحكم عليها فى الوقت الحـالى كنـتيجه لحداثه مشاريع التنمية المقامه فى توشكى ولكن علينا أن نأمل فى أن تساهم هذه المشاريع فى تحويل المـنطقة إلى منطقة جاذبه. تعتبر محافظتى البحر الأحمر ومطـروح محافظـات جاذبــه الا أنها ليست جاذبه بالقدر الكـافى بالرغم من توافر مشاريع سياحية بهما وهذا راجع إلى قلــه احـتياج هذه المشاريع للعماله ومن ثم فلا بد من توطيـن مشـاريع زراعية وصناعية معتمده على امكانيات الـتعدين فى محافظة البحر الأحمر ، ومشاريع زراعية فى مطـروح معـتمده على الإمكانيات المائية المتوفره فى هذه المنطقة.



شكل رقم ٢- تصور لتيارات الهجرة الداخلية

٦ - النتائج والتوصيات

أن دراسة تيارات الهجرة وتأثيرها على خريطة توزيع السـكان عـلى أرض الوطن تعنى فى المقام الأول دراسة أنمـاط هجرة هؤلاء السكان من مكان لآخر عبر القطر أو خارج القطر.

إن هجـرة السـكان خارج القطر ذات نمطين محددين: فـهى إما هجرة وقتية للعمل فى البلدان العربية - غالباً ما يعود المهاجر إلى وطنه الأصلى بعد أن يحصل على مبالغ معيـنة تعيـنه فى تحقيق طموحاته السابقة داخل الوطن - وهى تتضمن نوعيتين من البشر :

* أولاً: ذوى الدرجـات العلمية العليا اللذين يعملون فى الجامعات العربية غالباً أو الشركات ،

* ثانيـا: عمـال ذوى مهارات حرفية أو الزراع. وفى كلـتا الحالـتين يعود هؤلاء المهاجرين إلى الوطن الأم فى معظم الحالات. أما النوعية الثانية فهى العقول المهاجرة إلى بـلدان أكثر تطوراً مثل أوربا الغربية أو أمريكا - وتكون الهجـرة هـنا بسبب تحسين ظروف الحياة وتحقيق مراكز وفـرص علمية أفضل - وفى هذه الحالة غالباً ما لا يعود هؤلاء المهاجرون للوطن الأم إلا فى زيارات خاطفة .

أمـا بالنسبة لحركة السكان داخل القطر أو هجرتهم من مكان لآخر فهى ذات أنماط وأبعاد متعددة :

فهـناك أولا حـركة السـكان من الريف للحضر وهى الأكـثر انتشـارا وهى موجودة منذ أزمان بعيده ولا زالت مستمرة حتى الآن بالرغم من محاولات الحكومات الدءوبة لـلحد مـنها حيـث تضـخمت المدن الحضرية فى الوقت الحاضر بدرجة لا تسمح بتقبل المزيد من السكان .

أمـا الـنوعية الثانية فهى من الريف إلى الريف أو من الحضر إلى الحضر - فى كلتا الحالتين يبحث السكان عن نمـط حياة أفضل. وتكون الهجرة من تجمع أقل حجماً إلى تجمـع أكبر حجماً، سواء هو قرية أو مدينة. وفى الحالتين يكـون التجمع الأكبر حجماً ذو خدمات أكبر وفرص عمل أفضـل - أحجام السكان المهاجرين من هذا النوع لازالت أقل عددا من النوع السابق .

أمـا النوعية الأخيرة وهى المهاجرين من الحضر إلى الـريف وهى نوعية حديثة نسبياً، أرتبطت أساساً بالتضخم الحضرى الشديد للمدن الكبرى، حتى أنها بدأت تلفظ سكانها إلى الـريف المحيـط بهـا أساساً. يكون الباعث الأساسى للهجرة فى هذه الحالة هو البحث عن مكان للاقامة .

يبحث المهاجر أساساً عن ثلاث أشياء محددة بالترتيب التالي:

أولا: فرصة عمل

ثانيا: مكان للسكن أوالإقامة

ثالثا: خدمات أفضل.

وغالباً ما يستطيع المهاجر تحقيق هذه الأشياء، وإن لم يحدث فإنه يعود إلى موطنه الأصلى بخيبة أمل بعد فترة من الشقاء .

بالرغم من تفرد مصر الشاذ بنوع غريب من توزيع السكان فى أرجاء الوطن، ألا وهو تمركز ٩٦% من السكان فى الوادى والدلتا و٤ % من السكان فى باقى أرجاء الوطن - إلا أن الحركة السائدة للسكان موجوده فى إطار هذه المساحة الضيقة (عبر الوادي والدلتا). وهى نادرة جداً فى حالة خروج هؤلاء السكان من الوادي والدلتا إلى الرحاب الواسعة، سواء فى سيناء أو على ساحل البحر الأحمر أو الصحراء الغربية أو الساحل الشمالي الغربي. بالرغم من الجهود المضيئة التى تبذلها الدولة من مطلع الستينات فى مشاريع تعميرية مختلفة فى هذه الأنحاء، سواء باستصلاح الأراضي أو مشاريع صناعية أو تعدينية أو سياحية ......الخ وهذا الخلل فى عدم تحقيق هذه المشاريع للأهداف المرجوه منها فى جذب السكان إليها يكمن فى عدم تحقيقها للعناصر الثلاثة التى يبحث عنها المهاجر .

ففي معظم المشاريع التى تقوم بها الدولة فى الأنحاء السابق ذكرها، تضع الدولة معظم إستثماراتها فى أعمال البنية الأساسية وتقدمها للمستثمرين الذين يقومون بدورهم باستكمال عملية التعمير. ولأن الدولة ترفع يدها عن عملية التعمير بعد استكمال أعمال البنية الأساسية فإن المستثمرين الذين يبحثون عن الربح السريع لا يحكمهم فى عملية التعمير غير هذا العامل الذى غالباً ما يتعارض مع العناصر الثلاثة التى يبحث عنها المهاجر البسيط، ومن ثم تظل نسبة المهاجرين إلى مناطق التعمير الجديدة محدودة جداً .

ينتج عن أنماط حركة السكان الحالية فى مصر **عدة** مشاكل وهى بالترتيب التالي :

١-تآكل الأرض الزراعية الناتج عن تضخم القرى والمدن السريع والمتلاحق .

٢-النقص الشديد فى الخدمات التى تقدمها التجمعات العمرانية لسكانها، كنتيجة إحجامها المطرد والغير متزامن مع الزيادة فى إنشاء الخدمات المختلفة .

٣-الخلل فى الهيراركية للتجمعات ، سواء الحضرية أو الريفية فعند النظر لهيراركية توزيع التجمعات فى مصر نجد فارقا كبيرا بين المدن المتروبولتيان والفئات التى تليها من المدن الصغرى والمتوسطة، وكذا الحال بين القرى الأم والفئات الصغرى من القرى التوابع

ومن هنا نستطيع أن نقول أن حل إشكالية توزيع السكان فى مصر يجب أن يأخذ أكثر من بعد .

١- تشجيع الهجرة إلى المدن الثانوية ذات الإمكانيات الإستيعابية الكبيرة المحيطة بها، من خلال توفير البنية الأساسية وأنواع الخدمات المفتقدة .

٢- زيادة حركة الهجرة إلى المدن الجديدة ، سواء ذات المراحل التنموية المتقدمة منها فى محيط إقليم الدلتا أو المدن التوائم بالوادى ومن المتوقع أن يتوقف تدفق حركة السكان بناء على مستوى الخدمات وأيضاً التغير المتوقع فى أسلوب تخصيص قطع الأراضي وتسهيلات البناء للقطاع الخاص .

٣- زيادة تيارات الهجرة إلى مناطق التنمية الجديدة ، بشرط أن يتم الاهتمام بإتاحة مستوى ملائم من الخدمات وأنماط من المساكن ملائمة لخصائص المهاجرين الاقتصادية والإجتماعية متزامنة مع فرصة العمل المناسبة .

٧- المراجع :

١-إبـــراهيم المسلمى"تقويم تأثير الخصائص الاجتماعية الثقافية للمهاجرين على الإمتدادات العمرانية-حالة المدن الثانوية"رسالة دكتوراه – كلية التخطيط الإقليمي والعمراني ، جامعة القاهرة ١٩٩٧.

٢-إبراهيم المسلمى "الامتداد العمراني للمدن المتوسطة وتأثير العوامل الاجتماعية والإقليمية على خصائصه، رسالة ماجستير، قسم العمارة – كلية الهندسة جامعة القاهرة ١٩٩٠.

٣-إيمــان جلال أحمد جلال "آليات التحضر فى المدن الصغرى". دراسة ميدانية لمدينة مصرية ، رسالة دكتوراه، كلية آداب، جامعة حلوان ١٩٩٨.

٤-الســيد عبد الفتاح عفيفى "أثر الهجرة للعمل بالدول العربية على البناء الاجتماعي للقرية – دراسة أنثروبولوجية فى بعض قرى مصر والسودان. معهد البحوث والدراسات الأفريقية. جامعة القاهرة ١٩٨٨.

٥- عبد الباسط عبد المعطى "الهجرة النفطية والمسألة الاجتماعية"- دراسة ميدانية على عينه من المصريين بالكويت- مطبعة مدبولى ١٩٨٤.

٦-عبد الله حسين الخليفة "أثر العوامل الإجتماعية فى توزيع السكان على اضياء مدينة الرياض"

٧- غــريب عبد السميع غريب – "رؤية مستقبلية لكيفية الحد من الآثار الجانبية على تنشئة الطفل" القاهرة. جامعة عين شمس المؤتمر السنوي لمركز دراسات الطفولة ١٩٩١.

٨- محمد الغريب عبد الكريم سوسيولوجيا السكان". الإسكندرية المكتب الجامعي الحديث ١٩٨٢.

٩-محمــد أبراهيم السقى "مستقبل هجرة العماله المصرية المؤقته إلى الدول العربية " القاهرة – مجلة السياسة الدولية – العدد ٧٣ يوليو ١٩٨٣.

١٠- محمد شوقى إبراهيم مكى "تحركات سكان المدينة " – دراسة فى علاقة الهجرة بانماط تغيير السكان – الرياض – مركز أبحاث مكافحة الجريمة ١٩٨٩.

١١- الجهاز المركزى للتعبئة والإحصاء – الكتاب الإحصائى السنوى – يونيو ١٩٩٦.

١٢- وزارة الإســكان والمجــتمعات العمرانية – الهيئة العامة للتخطيط العمرانى – خريطة التنمية والتعمير لجمهورية مصر العربية حتى عام ٢٠١٧ – التقرير العام يونيو ١٩٩٨.

المراجع الأجنبية

13- Lee Everelt s. 1969 "A Theory of Migration" Edited by J.A. Jackson, Cambridge, England. Cambridge University Press.

14- International Association for Methopoltion Research and Development Research Center (IDRC) 1973, Town Drift : Social and Poliy Implications of Rural - Urban Migration in Eight Development Countries.

15- Findely, Sally 1977 "Planning for Internal Migration" A Revew of Issues and Policies in Developing Countries U.S. Department of Commerce of Census pp.60-77.

بلديــــــات

توصيات الدراسة الخاصة بالسياسة العامة لتطوير العاصمة (القاهرة) الجزء الأول

شعبة الاسكان والتعمير – المجالس القومية المتخصصة

الجزء الأول : المفاهيم والتخطيط

أولا : توحيد المفاهيم

١ – لا يجب أن يشكك أحد فى أهمية التنمية المتوازية على مستوى جميع الأقاليم فى الجمهورية، ولكن فى نفس الوقت، ستبقى للعاصمة أهمية خاصة فى أى دولة. وفى مصر بالذات تزداد هذه الأهمية لاعتبارات وظروف كثيرة، ولدورها الطبيعى كعاصمة مصر.

٢– يجب أن يصاغ هدف واحد محدد، ويقترح أن يكون:
تطوير العاصمة، المحددة بمساحة القاهرة الكبرى بما فيها مدنها الجديدة، لتوائم متطلبات الدولة خلال القرن الحادى والعشرين بتحدياته الخطيرة، مع حصر وعلاج المصاعب الحالية، بهدف إزالة أو تخفيف أثرها، وبما يساعد أساسا على فرض التطوير المطلوب لتواكب العصر، وعدم افراز مثل هذه المصاعب فى المستقبل.

٣– يتم التركيز على الأسباب والأعراض على مستوى العاصمة والتنسيق مع السياسة العامة للدولة .. مع استغلال المساحات المتاحة من الدستور والقوانين، وحصر اتجاهات التعديل ....

٤– حتمية ثلاث أمور متوازية هى:

أ– التطوير الشامل

ب– مواجهة وحل المصاعب والمشاكل الحالية

ج– الادارة اليومية لمتطلبات البشر والمدينة

٥– بالنسبة لتوحيد مدخلات الدراسة:

عاصمة جمهورية مصر العربية

أ– رسميا – وتاريخيا – وحاليا – ومستقبلا ....هى القاهرة

ب– عمليا: العاصمة هى كتلة عمرانية مركبة .... العاصمة هى القاهرة الكبرى

(فهى مشتركة فى حركة الحياة وتوزيع الوزارات والبعثات الدبلوماسية والسكن والعمل والمشاكل ....الخ) **ومكوناتها:**

أ – أساسا محافظة القاهرة – مدينة الجيزة – مدينة شبرا الخيمة ويضاف اليها ضمن الأقليم التخطيطى للقاهرة الكبرى.

ب – من محافظة الجيزة : مدينة الجيزة– البدرشين– الحوامدية – أوسيم.

ج – من محافظة القليوبية : مدينة شبرا الخيمة – القناطر الخيرية – الخانكة قليوب.

د – يضاف عليها المدن والتجمعات العمرانية الجديدة التابعة لهذه المحافظات.

٦ – فى التطوير وحل المشاكل المشتركة، تعامل العاصمة كأنها كتلة عمرانية واحدة

٧ – تبقى العاصمة من الناحية الرسمية تحت اسم القاهرة

ثانيا: بالنسبة لتخطيط أعمال التطوير

٨– حتمية توحيد البيانات التخطيطية الرئيسيةحسب تعداد ١٩٩٦وتقديراته المستقبلية

ويتم تقدير البيانات حسب مراحل التخطيط حسب المعدل

الرسمى للزيادة السنوية للسكان وهو ١,١٩% ولا يعتد بأى بيانات أو تقديرات أخرى للقاهرة والقاهرة الكبرى.

- تعداد القاهرة ٦٧٨٩٤٧٩ نسمة كثافة ٣١٦٧٨ نسمة /كم٢
- تعداد القاهرة الكبرى ١٠٦٦١٣٣٦ نسمة كثافة ٢٩٣٧١ نسمةكم٢
- زائرين يوميين للقاهرة الكبرى ٢,٥ – ٣ مليون نسمة يوميا
- كثافة خاصة تتراوح بين ١٠٠ – ١٤٠ ألف نسمة كم٢

أ – تقدير عام ٢٠٠٠

* القاهرة ≈ ٧,١١٣,٤ مليون نسمة
* القاهرة الكبرى ≈ ١١,٢٧١,٤ مليون نسمة

ب – تقديرعام ٢٠١٧

* القاهرة ≈ ٨,٦ مليون نسمة
* القاهرة الكبرى ≈ ١٤ مليون نسمة
* زائرين يوميين ≈ ٤ – ٥ مليون نسمة

٩ – حتمية البدء بتحديد الكثافة المقبولة وعلينا اتخاذ القرار العملى والجرىء بتخفيضها الى :

* من ٢٥ – ٢٠ ألف نسمة/كم٢ خلال ١٠ – ١٥ سنة المساحة ١٠٠٠ كم٢
* ومن ٢٠ – ١٥ ألف نسمة كم٢ خلال ١٥ – ٢٥ سنة المساحة ١٥٠٠ كم٢....

ثم تحديد المساحة اللازمة لتحقيق هذه الكثافة على أساس التعداد المستقبلى للقاهرة الكبرى ..(١٠٠٠ كم٢ أو ١٥٠٠كم٢ على التوالى) ثم الانتشار.

١٠- يجب أن يؤخذ فى الاعتبار النتائج المستقبلية للتعداد للتوسعات والمجتمعات العمرانية الجديدة.لذا يجب التطوير وتخطيط حلول المشاكل .. مع تقدير التغيير خلال زمن التنفيذ.

١١- محاور التطوير، ومواجهة الصعوبات والمشاكل الملحة: تقترح الشعبة أن تكون المحاور كالآتى:

محاور رئيسية:

أ – مراجعة تخطيط عمرانى متكامل
ب – تحقيق مستوى حضرى وحضارى للخدمات والمرافق
ج – تحقيق السيولة اللازمة لحركة الحياة
د – وضع نظام إدارى كفء

محور لعلاج المصاعب الملحة:

هـ – التصدى للمشاكل الملحة التالية كخطط عاجلة:

- النظافة العامة
- النقل والمرور
- المساحات الخضراء
- المناطق العشوائية وسكنى المقابر
- اسكان محدودى الدخل
- المناطق الأثرية

(الأسبقية حسب حجم المشكلة وتكلفتها وزمن حلها)

و- اتجاهات مساعدة للتطوير، ولعلاج المصاعب الملحة:

- التأهيل والتدريب
- تعبئة المشاركة الجماهيرية
- توفير فرص العمل والإستثمار
- تحسين البيئة
- الروح المعنوية

١٢- تقترح الشعبة أن تكون السياسة العامة للتطوير ومواجهة المصاعب كالآتى:

أ -حتمية وجود قانون خاص لادارة العاصمة (معظم عواصم العالم لها قانون خاص)

ب- أن يعتبر تطوير العاصمة مشروعا قوميا ويصدر له قانون خاص بالتطوير، حتى لا يتوقف أو يتغير مع تغير القيادات

ج- تعيين مجلس ادارة (أو هيكل تنظيمى ثابت) مسئول عن تخطيط وادارة وتنفيذ وتطوير العاصمة.

د – يتم حصر وتصنيف وتجميع ووضع أولوية التعامل مع المصـــاعب المـــلحة حسب تكاملها وتزامنها وخطورتها وتكلفتها وزمن حلها، كل هذا فى إطار التطوير المتكامل للعاصمة.

هـ – أن يتم تنفيذ التطوير فى إطار التوجهات الاقتصادية والاجتماعية للدولة

و – أن يـتم التنسيق بين التطوير وحل مصاعب العاصمة بالتوازى مع ادارة الحياة اليومية للعاصمة

ز – أهميـــة الإعلام والتوعية المستندة على الإنجاز، هدفها أساسا التحريك الايجابى للجماهير

١٣- تقتر ح الشعبة أن تكون فكرة التنفيذ كالآتى:

- الاستفادة بكل الدراسات السابقة
- انتزاع المبادأة من المصاعب – وفرض الكثافة المناسبة والمستهدفة من الناحية العملية وحساب المساحة اللازمة لتحقيقها حاليا ومستقبلا.
- تحديــد المصاعب الملحة والمستعصية الحالية بأولوياتها وخطط مواجتها فى اطار التطوير.
- مراجعة وتدقيق نشاطات العاصمة .
- تحديد مواقع الانتشار وتحديد الأسبقيات والمراحل والمدد المناسبة .
- وضع التصور للمخطط العام لتوزيع السكان والنشاطات.
- تقديــر الاحــتياجات من الانشاءات الجديدة وامكانياتها المالية والانشائية.
- تخطيط وتنفيذ شرايين الاتصال (الطرق الدائرية الجديدة المطلوبة والخطوط الكهربية والمترو).
- تقديــر التكـــلفة وأثـــرها والجدوى الاقتصادية ومصادر الــتمويل (الــتمويل الذاتى الناتج من تكامل حل المشاكل مـــثل ثمـــن أراضى العشوائيات بعد نقلها – والأراضى الفضاء المحيطة...ألخ)
- تطوير النظم والتنظيم الادارى بما يحقق تدرج التقسيمات والســـيطرة والإنجـــاز، وبالذات إنشاء مستوى العاصمة (تخطيطى) ومستوى القسم (إدارى فرعى) بحيث لايزيد تعداد القسم الإدارى /البلدى عن ٥٠ –١٠٠ ألف نسمة، وتعــداد الــحى عــن ١٥٠ – ٢٥٠ ألف نسمة، ويكون حدودهــا هــو أســـاس عدد أقسام الشرطة (والنقط) فى الاعتـــبار عـــدد الأحياء، عن عدد أقسام الشرطة – فإن التقســيم الإدارى هـــو الأساسى للتقسيم الإنتخابى، وكذا تقسيم الأمن الوقائى.
- وضـــع التصور للسيطرة وتنسيق وتنفيذ الانتشار، بحيث لايعوق كل هذا الادارة اليومية للعاصمة.
- تطويـــر الأجهـــزة التنفيذية لتستطيع مواجهة سير الحياة اليومية.
- إنشاء إدارة للمتابعة والتقييم والتنسيق وتصحيح المسار.
- يكـــون تعيين نواب المحافظ جغرافيا (لكل ٥–٧ أحياء) ونوعيـــا (٢–٣ نـــائب) للـــتخطيط والتطوير والتدريب وللمشروعات.

بالنسبة لموقع العاصمة:

١٤- تقتــرح الشعبة الانتشار على امتداد التوسعات العمرانية المحيطةحـــتى المدن الجديدة التابعة للقاهرة الكبرى (داخل) ونقل ما ليس محتما بقاؤه إلى خارج الكتلة السكنية، كأسبقية وإلى خارج القاهرة الكبرى عند الضرورة.

١٥- يعنى هذا الحل:

أ- إضافة المدن الجديدة عدا مدينة السادات ومدينة العاشر من رمضان.

ب- إعادة توزيع السكان والوزارات والجهات الادارية على أســـاس تخطيـــط عمرانى متكامل لهذه المساحة، بحيث تتحقق الكثافة المتوسطة المطلوبة.

حـــ- إعطـــاء أولوية لنقل المناطق العشوائية – واسكان محـــدودى الدخـــل وأسواق الجملة والأحزمة الخضراء الجديـــدة والأحـــزمة التجارية – والحرفية والصناعات

الملوثة للبيئة والثقيلة... والأجهزة والهيئات التى لا يحتم عملها البقاء فى داخل الكتلة السكنية.

د – يكون حجم المناطق المخصصة للإسكان الفاخر، فى حدود حجم شريحة المجتمع التى ستنتفع بهذا المستوى – بحيث تتناسب المساحات مع فكر التطوير، وفى الحدود التى لا تؤثر على الطاقة الإنشائية، أو على تنفيذ المهام الرئيسية ذات الأولوية الأولى (فى البند السابق).

ثالثا : بالنسبة للتخطيط العمرانى:

الفكرة العامة هى الإنتشار للبشر والنشاطات، كحل لمشكلة التكدس التى هى السبب فى معظم الخلل العمرانى.

١٦– يلزم مراجعة وتدقيق تخطيط عمرانى متكامل للقاهرة الكبرى بإضافة المدن والمجتمعات الجديدة (عدا العاشر من رمضان، السادات) مع ربط تخطيط مداخل القاهرة الكبرى مع باقى المحافظات.

١٧– الكثافة المقترحة للقاهرة الكبرى:

٢٥ – ٢٠ ألف نسمة/كم٢ خلال ١٠–١٥ سنة

٢٠ – ١٥ ألف نسمة/كم٢ خلال ١٥–٢٥ سنة

١٨– يلزم زيادة مساحة استعمالات الأراضى للإسكان والنشاطات الحضرية داخل نطاق القاهرة الكبرى ومدنها الجديدة لتكون:

* ٨٠٠– ١٠٠٠ كم خلال ١٠ –١٥ سنة (منها الكتل السكنية حوالى ٦٠٠ كم٢)
* ١٠٠٠– ١٥٠٠ كم خلال ١٥–٢٥ سنة (منها الكتلة السكنية حوالى ١٠٠٠ كم٢)

١٩– يلزم عدم إغفال الأحزمة الخضراء المخصصة كمصدات رياح وأتربة، وكمتنفس للجماهير وللسياحة.

٢٠– مراحل مقترحة للتنفيذ:

أ– خطة قريبة المدى ٥–٧ سنة حتى نهاية الخطة الخمسية الخامسة سنة ٢٠٠٧

– منها أعمال فورية ١–٢ سنة(إصدار القرارات والتخطيط العام (حتى سنة ٢٠٠٠)

– وأعمال عاجلة (التخطيط التفصيلى – وحل المشاكل الملحة ، حتى نهاية الخطة الرابعة حتى ٢٠٠٢)

– وباقى الخطة القريبة (حتى نهاية الخطة الخامسة)

ب– خطة متوسطة (تحقيق إنجازات مرحلية واضحة، حتى نهاية الخطة السادسة أو السابعة حتى عام ٢٠١٢)

ج– خطة بعيدة المدى حتى عام ٢٠٢٥ (حتى نهاية الخطة الثامنة أو التاسعة) لإنهاء التطوير الهيكلى لأوضاع العاصمة كأساس لأعمال تطوير مستمر.

٢١– يلزم استكمال محاور التنمية الطولية والعرضية والدائرية خصوصا الطريق الدائرى رقم (٢):
(القوس من مدينة ١٥ مايو إلى كم ٥٢ طريق السويس إلى كم ٥٢ طريق الاسماعيلية ثم طريق الاسكندرية الزراعى والصحراوى).

٢٢– يلزم ربط المخطط العام للنقل والمرور بالانتشار الجديد وإضافة الخطوط الكهربية ومترو الانفاق والكبارى العلوية والأنفاق على التقاطعات الموجودة على الطرق السريعة والدائرية.

٢٣– يلزم نقل سكة حديد مصر إلى شبرا الخيمة والجيزة ونقل كل محطات النقل العام إلى المحافظات الأخرى خارج الكتلة السكنية.

٢٤ – يلزم إنشاء مطار فى منطقة غرب القاهرة (أو تطوير المطار الحالى فى الغرب).

٢٥– يجب أن يدخل ضمن التخطيط العمرانى الجديد نقل المناطق العشوائية المحتم نقلها وكذا المتهالك من مناطق المقابر وسكانها.

٢٦– يلزم التخطيط المتكامل للمناطق التى ستفرغ من داخل القاهرة. .. بإنشاء حدائق وأحياء مال وأحياء تجارية وأحياء ترفيهية وأحياء سياحية... وأجزاء من أحياء سكنية راقية وعصرية.

٢٧- يلزم تقوية واستكمال شبكات المرافق على أساس الكتلة السكنية الحالية والانتشار الجديد.

٢٨- يلزم سرعة السيطرة على الأراضى الفضاء ضد اعتداء بلطجية الأراضى.

٢٩- إنشاء مستوى تخطيطى وتنسيقى ثابت للقاهرة الكبرى.. وتكون مهمته الأساسية: تخطيط وتنسيق جميع الأعمال المشتركة بين المحافظات الثلاث وتنفيذ المشروعات الكبرى للتطوير المشترك (يتبع مجلس الوزراء).

٣٠- تقسم أى مدينة تعدادها أكبر من ٢٥٠-٣٠٠ ألف نسمة إلى أحياء (مدينة القاهرة - الجيزة-شبرا الخيمة).

٣١- مراجعة التقسيمات الادارية داخل القاهرة الكبرى بحيث لايزيد الحى عن ١٥٠-٢٥٠ ألف نسمة.

٣٢- إنشاء مستوى إدارى فرعى للقسم، يكون أساسا للأعمال البلدية ولايزيد التعداد فيه عن ٥٠-١٠٠ ألف نسمة.

٣٣- يجب أن يؤخذ فى الاعتبار الآتى:

أ- حتمية الحل الشامل الذى يشمل محاور التطوير الأساسية والمساعدة بالتوازى مع محور حل المشاكل.

ب- سرعة تطوير التنظيم الإدارى بما يلاحق التوسعات فى مساحة العاصمة ويضمن السيطرة على كل الأراضى .. وإن أى تكلفة لتحقيق هذه السيطرة، ستكون أقل تكلفة، وأعظم أثرا اجتماعيا، من ضياع هذه المساحات كرصيد مادى وتطوير، سواء كان هذا بالنسبة للحاضر أو بالنسبة للمستقبل القريب أو البعيد.

ج- تقدير أثر النجاح المنتظر فى كل مرحلة، على خطط وبرامج التطوير وحل المشاكل خصوصا بالنسبة لتحسن معدلات النمو السكانى والدخل القومى والكثافات.

٣٤- يلزم منع أى إنشاءات حكومية أو قطاع أعمال أو أبراج جديدة داخل الكتلة السكنية الحالية.

٣٥- يلزم إعطاء الأولوية الأولى فى الإنتشار لإسكان محدودى الدخل، وللمناطق العشوائية التى لا يصلح معها التطوير ، ولسكان القبور.

٣٦- يلزم سرعة السيطرة على الأراضى الفضاء خارج الكتلة السكنية، ومنع وقوعها فريسة للتعدى أو لوضع اليد أو لبلطجية الأراضى، أو حتى للاسراف لتخصيصها للاسكان الفاخر.

٣٧- يجب سرعة السيطرة على إنشاء الأحزمة الخضراء، حتى لا تضيع فرصتها إلى الأبد.

الجزء الثانى - المرافق:

أولا- المياه والصرف الصحى

١- معدلات المياه والصرف الصحى الحالية لا بأس بها عدا حتمية تحسينها فى:

- المناطق العشوائية.
- نهايات الشبكات.

لذا يلزم وضع خطة متكاملة لها، مرتبطة بخطة الانتشار، والحسم بالنسبة لعلاج التكدس، الذى يصعب معه أى خطة تطوير للمرافق.

٢- حتمية استكمال عدادات المياه.. على مستوى كل وحدة سكنية.. مهما تكلف هذا(للإستفادة من إنتاج المياه وترشيد استهلاكها).

٣- حتمية تطوير شبكات المياه والصرف الصحى داخل الكتلة السكنية، مع القرار الشامل الخاص بالانتشار وتطوير ونقل المناطق العشوائية.

٤- دراسة إنشاء شركات توزيع المياه قطاع خاص، لكل أو لأجزاء من العاصمة - مع دراسة الأسلوب الأمثل لتطبيق البعد الاجتماعى.

٥- ضرورة إنشاء شبكة مياه عكرة للمساحات الخضراء داخل الكتلة السكنية، والاستفادة من مياه الصرف المعالجة

فى الأحزمة الخضراء وخارجها.

٦- ضـرورة حل مشكلة تصريف مياه الأمطار مع زيادة طاقة الصرف الصحى.

٧- حتمية وجود أطقم إصلاح سريع ومتوسط ورئيسى للشبكات متدرجة بطريقة لا مركزية على مستوى الأقسام والأحياء والعاصمة.

٨- تطوير أسعار استهلاك المياه طرديا مع حجم استهلاكها وليس مع توعية الاستهلاك فقط (للترشيد ولتتناسب مع الدخل أو قيمة المنتج الصناعى).

٩- التوسع فى استخدام ومعالجة كل موارد المياه المتاحة، بجانب مياه نهر النيل(المياه الجوفية، ومياه الصرف المعالج) خصوصا بالنسبة للمساحات الخضراء الشاسعة المطلوبة داخل وحول العاصمة.

ثانيا: الكهرباء والطاقة:

١- موقف الكهرباء ممتاز بصفة عامة عدا فى المناطق العشوائية.

٢- يلزم مراجعة الأسعار، بواسطة شركات قطاع خاص.

٣- يلزم التطوير مع قرارات نقل المناطق العشوائية والانتشار.

٤- نقل المساكن أو خطوط الضغط العالى والمتوسط التى تمر بها.

٥- يلزم إشتراك القطاع الخاص فى الإنتاج والتوزيع خصوصا بالنسبة للمدن والمجتمعات الجديدة.

٦- يلزم التوسع فى استخدام الغاز الطبيعى ومد شبكاته.

٧- التوسع فى استخدام الطاقات الغير تقليدية والمتجددة (النووية-الشمسية-الرياح-المياه..ألخ).

ثالثا: النظافة العامة:

١- يجب أن تشمل عملية النظافة العامة التعامل مع كل نوعيات المخلفات المنزلية والتجارية والصناعية، والبناء وكذا الشوارع والحدائق- كما يجب أن تشمل جميع حلقات ومراحل التعامل: من الوحدة السكنية (المحل / المصنع / المتجر .. الخ). إلى منطقة التجمع الفرعية والرئيسية وإعادة الفرز والتصنيع.

٢-**السلطات المحلية:** تكون المسئولية كاملة بالنسبة لجميع أنواع المخلفات على مستوى المحافظة والمدينة والحى والقسم والجمهور كالآتى:

أ- تحديد مناطق التجميع الرئيسية والفرعية والتخلص النهائى بالدفن أو إعادة التصنيع.

ب- تحديد نظام تنفيذ تجميع المخلفات من كل مصادرها حسب النظم المختلفة(احتكار /امتياز- ترخيص مؤقت قطاعى، أو زمنى أو حكومى).

ج- متابعة التنفيذ على جميع حلقات التخلص من المخلفات، وتوقيع الجزاءات بالنسبة لأى مقصر.

د- تشجيع المشاركة الجماهيرية وإثارة التنافس.

هـ - تدبير الإعتمادات الإضافية لدعم الأحياء الفقيرة فى تكلفة النظافة.

٣- يكون النظام الأساسى هو نظام شركات القطاع الخاص فى كل الأحياء متوسطة الدخل أو أعلى .. وكذا فى مناطق التجمع الفرعية والرئيسية (الاحتكار أو الامتياز لمناطق التجميع الرئيسية والترخيص المؤقت لمناطق كاملة لباقى حلقات النظافة).

٤-فى المناطق الفقيرة والعشوائية يكون النظام بواسطة أجهزة الدولة ومن خلال جمعيات تعاونية، نظير أجر تدعمه الدولة مرحليا.. (أو بشركات تدعمها الدولة بجزء من التكلفة)- وهذا أضعف نظام فى كل دول العالم عدا الدول التى مصادر دخلها القومى سيادية (مثل البترول).

٥- تقع على المحافظات مسئولية عمل المناقصات لكل منطقة لإختيار أنسب الأسعار وأكفأ الشركات، وفرض هذا السعر على الوحدات السكنية وضمان حتمية اشتراك جميع

الوحدات والمنشآت حسب نظام تنفيذ أعمال النظافة وحسب الفئات المحددة.

٦- تظل المسئولية على المحافظة والحى والقسم لمراقبة التنفيذ، وتنفيذ الشروط الجزائية على الشركات عند التقصير وتشديد العقوبات على الأفراد عند المخالفة.

٧-مسئولية جميع الوحدات والمنشآت المنزلية والتجارية والإدارية والصناعية... الخ التى ينتج عنها مخلفات النظافة.

توصيات مشتركة بين النظافة والصيانة:

٨- حتمية إصلاح وصيانة المرافق العامة لأى مبنى ، خصوصا شبكات المياه والصرف والكهرباء والغاز.

٩- حتمية استكمال المبانى من الخارج، خصوصا بالنسبة للمبانى التى لم تكتمل تشطيباتها من الخارج، أو المنافع العامة.. والتى تكون مصدرا دائما للمخلفات أو التشويه.

١٠- الاهتمام بحالة الشارع والأرصفة بحيث لا تكون مصدرا للأتربة مع الإهتمام بغسيل الشوارع.

رابعا: التجميل:

١- تقفز النظافة إلى حد الكمال مع "لمسات التجميل". .. للوصول بها الى "الجمال البصرى" والجمال البيئى.

٢-هناك فرق بين مبنى سيىء النظافة والمظهر ومبنى نظيف وتطل من نوافذه وشرفاته أصص زرع أو زهور.. مهما كان مستواها أو نوعها.

٣- هناك فرق بين واجهات المبانى وقد تراكمت عليها الأتربة من عشرات السنوات .. حتى اندثر لونها الأصلى ومعمارها الجميل، تحت وطأة الأتربة وكربون العوادم.. فتوحدت ألوانها فى لون "طينى" واحد كئيب.. وبين المبانى التى أعيد فقط دهانها مع الصيانة أو حتى بدون صيانة(بعد إزالة الأتربة بالطبع) مع حتمية إعادة الدهان كل عدة سنوات مثل معظم الدول – وقانون المبانى يحتم صيانته.

٤- الإستفادة بالتجارب الناجحة التى تمت فى العاصمة (إنتشرت فى محافظات كثيرة) لدهان واجهات المنازل ومنافعها، ولا زالت آثارها واضحة حتى بالنسبة لما لم يعاد دهانه منذ أكثر من عشر سنوات – ومتابعة النتائج المتكاملة الآتية خلال التنفيذ وتصحيح المسار:

أ- المظهر العام والنظافة والتجميل وإظهار الجمال المعمارى، للمبانى القديمة.

ب- توفير فرص عمل، فالمفروض أن يستمر إعادة دهان جميع واجهات بنايات ومنشآت العاصمة كل حوالى ٤-٥ سنوات(حوالى ٣٥٠٠٠٠ بناية) وتوفر بحسابها حوالى ٥٠ ألف فرصة عمل مستديمة وغير مكلفة وممولة من الجمهور.

ج- إثارة الحوار الإيجابى بين ساكنى الوحدات، وإثارة الرغبة فى المشاركة الجماهيرية.

د- ظهور قيادات جماهيرية متحمسة ولها قبول وإقناع لدى الجماهير– وهى الصالحة بعد ذلك للتصعيد بالانتخاب إلى مستوى المجالس المحلية والنيابية.

خامسا : المساحات الخضراء:

١- إستغلال مواقع المناطق العشوائية التى تخلو بنقل سكانها(مثل عرب المحمدى) وكذا الأراضى الفضاء المتخللة حاليا، ولا يجب أن يقف ثمنها حائلا دون تخصيصها كحدائق مع استثمار جزء من الأرض لتعويض التكاليف أو تعويض نزع الملكية للمنفعة العامة.

٢- إثارة التنافس بين سكان المربعات والأقسام والأحياء والمؤسسات المختلفة عن تبنى إنشاء وصيانة الحدائق.

٣- تبنى فكرة تنمية مسطح النيل فى أماكن كثيرة كحدائق عامة، مع حساب التكلفة من استثمار ثمن نسبة من الأراضى لا تزيد عن ١٠% كمتاجر وخدمات ترفيهية لباقى المساحة، والتنسيق الايجابى فى ذلك مع وزارة الرى ووزارة الزراعة والسياحة والعاصمة.

٤- إنشـاء الأحـزمة الخضراء بين المدن الجديدة، ويمكن الجمـع بيـن الهدف الأساسى فى التشجير والحدائق العامة ومصـدات الرياح، وبين استثمار نسبة منها لتغطية التكلفة بأن تباع بشرط إستزراع كثافة معينة من الأشجار(يمكن أن تـزرعها العاصـمة) مـع وجود مساحة من حدائق داخلية متسعة لمن يرغب فى الاسكان لفاخر.

٥- تشـجيع إنشـاء شـركات لاستزراع وصيانة الأحزمة الخضـراء واسـتغلال أجـزاء مـنها للإستثمار الترفيهى والـتجارى والخـدمى لـتغطية الـنفقات - ويكـون نظام التخصـيص بالإيجـار أو حق الانتفاع لمدد طويلة أو بيع أجـزاء محـدودة منها، على أن يكون ذلك بنظام المزادات عـلى أسـاس كراسـات شروط توضع بعناية وبتسهيلات مغرية.

الجزء الثالث: محور النقل والمرور

الفكـرة العامة هى الانتشار لتقليل الكثافة المرورية، التى لا تتسع لها الكتلة السكنية القديمة للعاصمة- وهى سبب معظم المشاكل..

١- وضـع مخطط عام موحد للنقل والمرور على مستوى العاصـمة (القاهـرة الكـبرى) متصـلا بـالمخطط العام للدولة(خصوصا المداخل والمخارج) ومرتبطا ارتباطا وثيقا، على وجه الخصوص بمخططات المحافظات الثلاثة.

٢- تحويـل المـرور العابـر عن الدخول إلى العاصمة، باسـتكمال الطـريق الدائرى الأول (القوس الغربى) وكذا إنشـاء الطريق الدائرى رقم (٢) ليحول كل المرور العابر بيـن الوجـه القبلى ومحافظات القناة والدلتا. (من كوبرى المـرازيق او بديل له - جنوب شرق التبين ومدينة حلوان، و ١٥ مـايو والقطامية وكل من المدن والتوابع والتجمعات العمـرانية الجديـدة(عدا ١٠ رمضان)- ويمكن أن يتصل مروريا بعد ذلك بالطريق الدائرى ر قم (١) بعد قليوب.

٣- اسـتكمال طـرق سـريعة موازية للأوتوستراد الحالى وتربط بين أقواس الطرق الدائرية.

٤- تطويـر وانشـاء المحاور الطولية داخل الكتلة السكنية مستفيدين بالمحاور الحالية- كورنيش شرق وغرب النيل- صـلاح سـالم - شارع بور سعيد (طولى وعرضى) - كوبـرى ٦ أكـتوبر (طوليـا وعرضـيا) - طريق الفيوم والواحات.

٥- تطويـر وانشـاء المحـاور العرضية، التى تربط بين أقـواس الطـريق الدائـرى والطـرق السريعة والطولية، وتخـترق الكتـلة السكنية من خارج وسط المدينة، ويكون أساسها العبور الرئيسى لنهر النيل كمحور طولى رئيسى فى المناطق التالية على سبيل المثال:

القناطر الخيرية شمالا - كوبرى الوراق (مقترح ومخطط) - كوبرى روض الفرج - بديل كوبرى امبابة (الذى انتهى عمره الافتراضى) ومن وسط المدينة باستغلال كوبرى ١٥ مـايو، الأزهـر أو استبدالها على المدى البعيد بانفاق بعيدا عـن وسـط المينة- كوبرى الجيزة - الجامعة - السيالة- كوبرى المنيب- كوبرى المرازيق (جنوبا) ويتم تخطيط هذه المحاور العرضية من النيل إلى الخارج إلى الطرق الدائرية بالاسـتفادة بالشـوارع الحالية القابلة للتوسعة - أو بإنشاء محاور سطحية أو أنفاق فى الأجزاء الصعبة.

٦- سـرعة طرح جراجات متعددة ومناطق انتظار سطحية ومحطـات أتوبيـس مـتعددة الأدوار للقطاع الخاص، فى أحزمة حول وسط المدينة، خصوصا فوق وحول وقريبا من كـل محطـات مترو الأنفاق والمترو السطحى، ومسارات الـترام السريع (المقترح للمدن والتوابع) ونهايات المحطات الرئيسية لشبكة النقل العام. مع وضع مواصفات وتسهيلات وكراسـة شـروط تغـرى المستثمرين؛ ويستفيد منها أكثر أصحاب السيارات.

٧- إغـلاق بعـض مناطق فى وسط العاصمة (فى القاهرة والجيـزة بالذات) لتخصص للمشاه فقط إما: إغلاقها إغلاقا كـاملا - أو تفتح فقط للنقل الخفيف من منتصف الليل حتى

الساعة الخامسة صباحا، مع تنظيم مسا راتها وتوقيتاتها.

٨- تحديد أولويات المشروعات المختلفة وأولويات التنفيذ للوصول إلى أفضل خدمة نقل ومرور- مع التركيز على تحسين بعض المواقع الحرجة فى شبكة الطرق والتقاطعات، وإعطاء الأولوية للنقل العام وتحسين أعمال الصيانة.

٩- إنشاء واستكمال إدارات التخطيط المسئولة عن وضع السياسات والمتابعة فى جهات التنفيذ على مستوى العاصمة والمحافظات، يكون مديرها مقررا لمختلف لجان ونشاطات المرور بالمحافظة أو مجلس مرور العاصمة، وأن ينضم إليه عناصر أخرى من ذوى الخبرة، والادارات المرتبطة بالتنسيق.

١٠- دراسة رفع نسبة مشغولية السيارات الخاصة (هى ١,٤ فرد للسيارة حاليا مقارنة بالأتوبيس ١٠٠ راكب ومشغوليته للطريق ٣ أمثال السيارة الخاصة فقط)، وذلك بإنشاء الجراجات المتعددة وساحات الانتظار على أو حول محطات المترو، ونهايات خطوط النقل العام (مع تخصيص نوعيات مكيفة بأسعار معقولة، مما يقلل دخول السيارات الخاصة إلىوسط المدينة). ودراسة موضوع حركة الأرقام الفردية للسيارات بالتبادل مع الأرقام الزوجية فى أيام مختلفة..

١١- الربط بين تخطيط النقل العام واستخدام الأراضى ، حتى لايقام المزيد من العمارات الشاهقة، والأدارات الحكومية والبنوك والشركات فى وسط المدينة، ويجب أن يكون الأساس هو إقامة أى منشآت حكومية أو عامة جديدة فى المدن الجديدة وتمنع منعا باتا فى داخل الكتلة السكنية.

١٢-ضرورة التركيز على عدد وكفاءة وصيانة وسائل النقل العام والارتفاع بمستوى خدماتها بما يؤدى إلى التزايد المستمر لعدد أدوارها المقطوعة، وإلى مضاعفة عدد المقاعد لكل ألف نسمة.

١٣- يجب استكمال التنظيمات والتجهيزات الميكانيكية والالكترونية،المساعدة، بما فى ذلك وسائل المراقبة الالكترونية والجوية، وأنه مهما تكلف هذا فسيكون أكثر اقتصادا من ارتباك المرور- وسيقلل من الأفراد وعدد الوسائل المختلفة.

١٤- الزام المنشآت الجديدة بعمل جراجات تواكب الاحتياجات الفعلية لها ولزائريها، مع عدم السماح نهائيا بتحويل أى جراج إلى أى إستخدام آخر.

١٥- عدم إنشاء نشاطات جاذبة وسط المدينة وإنشاء مراكز نشاطات متعددة فى المناطق الأخرى وخصوصا (التجارية أو الترفيهية).

١٦- دراسة إنشاء جراجات تحت الحدائق والميادين العامة بدلا من إنشائها فوق الأرض.

١٧- استخدام أحجام مختلفة مناسبة من سيارات الأتوبيس، للنقل داخل القاهرة الكبرى، وذلك حسب سعة الشوارع والكثافات السكانية والمرور فى المسارات المختلفة، مع التدرج فى تعريفة الركوب حسب الأنواع المختلفة (خصوصا للمسارات الطوالى والمكيفة والجلوس فقط...ألخ).

١٨- تنظيم وتقنين استخدام سيارات الميكروباس أو النقل بالنفر، التى انتشرت دون تنظيم ودون رقابة أو متابعة.

١٩- وضع ضوابط تحد من حركة السيارات وانتظارها، وخاصة فى وسط المدينة، بمنع المرور أو الانتظار فى بعض الشوارع التجارية الهامة.

٢٠- إيقاف استخدام عربات الكارو تماما داخل العاصمة.

٢١- تنظيم تشغيل اللوارى - سواء كانت تابعة للادارات الحكومية أو القطاع العام أو الخاص أو القوات المسلحة أو الشرطة - فى غير أوقات الذروة (عدم تشغيلها نهارا إلا للضرورة القصوى).

٢٢- التوسع فى قيام الوزارات والهيئات والشركات

والمؤسسات فى نقل العاملين بها، سواء بامتلاك نقل جماعى أو ايجار مشاوير نقل عام أو منح أبونيهات مجانية أو بسعر مخفض للعاملين فيها.

٢٣- زيادة عدد رجال المرور من راكبى الموتوسيكلات، للمعاونة فى تحقيق سيولة وانسياب المرور، عند الاختناقات وفى أوقات الذروة.

٢٤- سرعة البت فى مخالفات وقضايا المرور ورفع قيمة الغرامات المالية والأحكام بحيث تكون رادعة.

٢٥- دراسة النظام التطوعى لصف وجنود المرور، أو أن يكونو من المؤهلات العليا أو المتوسطة ويمكن أن يكونوا من المستوى الطبى الأقل مما تتطلبه الخدمة العسكرية أو القتال.

٢٦- الاهتمام بالتدريب على التخطيط، تدريب الضباط والصف والجنود على جميع المستويات - وربط الحوافز بالمستوى والتميز.

٢٧- وضع سياسة ثابته والتخطيط لتنفيذ أعمال مشروعات البنية الأساسية، تستهدف:

أ- تنسيق أعمال الحفر بالاشتراك مع إدارة التخطيط المركزية للمرور.

ب- توفير الاعتمادات المطلوبة لأعمال الصيانة والترميم بعد الحفر، مع تخصيص إدارات تفتيش ورقابة فنية من خارج إدارات التنفيذ لإحكام الرقابة والمتابعة .

جـ - الاهتمام بمستوى الطرق تصميما وتنفيذا.

د- توفير الأرصفة بالسعة والصلاحية الواجبة، والاستفادةو بالمحال التجارية والبنايات السكنية للمشاركة فى نظافتها.

هـ- العناية بالعلامات والخطوط والاشارات، لتوفير الأمن والأمان لمستخدمى الشوارع وتوحيدها طبقا للاتفاقيات الدولية.

٢٨- استخدام شبكة متطورة من الاتصالات ، تتيح تدفق المعلومات أمام منظمى المرور، للقضاء على الاختناقات ، مع امكانية الاحصاء، الذى يخدم التخطيط(مع حتمية كاميرات المراقبة التليفزيونية - وطائرات الهليوكوبتر).

٢٩- فحص السيارات فنيا بواسطة مراكز مجهزة بالأجهزة اللازمة للكشف على أجزاء السيارة حتى يسمح بصرف رخصة التسيير إذا كانت السيارة فى حالة جيدة ومستوفية لشروط الأمن والمتانة.

٣٠- إعادة تخطيط شبكة الطرق فى مداخل القاهرة جميعها (من الشمال والشرق والغرب والجنوب) ، حتى يمكنها استيعاب أحجام الحركة المتولدة من الطرق الاقليمية للوجه البحرى والوجه القبلى التى حولت بعض الطرق السريعة إلى طرق شبه مغلقة فى أيام الذورة(مثل الطرق الصحراوية - والزراعية للاسكندرية والاسماعيلية وطريق الصعيد).

الجزء الرابع: الادارة المحلية

١- يتم التطوير فى الاتجاه الآتى:

أ- زيادة اللامركزية الادارية.
ب- إحداث ثورة فى المشاركة الجماهيرية.
ج- التوجهات الاقتصادية للدولة(اقتصاديات السوق) فى نظام معظم الخدمات.
د- البعد الاجتماعى.
هـ - رفع مستوى الكوادر التنفيذية من خلال الاختبار والتدريب والانتخاب.
و- تطوير التنظيمات على المستويات المختلفة.

٢- استكمال تقسيمات ادارية متدرجة حسب المستويات المختلفة كالآتى:

مستوى قسم (مقترح) - مستوى حى - مستوى محافظة - مستوى ثابت لتخطيط وتطوير القاهرة الكبرى.(العاصمة- مقترح) - علاوة على تعيين نواب محافظ جغرافيين لكل ٥ -٧ حى ونوعيين(٢-٣ قطاع نوعى) (له رئيس إقليم تخطيط القاهرة الكبرى).

٣- تكون المسئوليات الرئيسية للتنظيمات الادارية كالآتى:

أ- مســتوى القسم (مقترح): الادارى / البلدى (فى حدود ٥٠-١٠٠ألف نسمة)- ومسئوليته الاساسية:

الأعمــال البلدية أساسا - المرافق - النظافة العامة - كفاءة شــبكات ميــاه الشرب والصرف المحلية - الانارة العامة المحــلية - الخدمـــات الانسانية المباشرة - مراقبة مخلفات المبانى - المشاركة الجماهيرية.

ب- مســتوى الــحى: (فى حدود ١٠٠-٢٥٠ ألف نسمة) الخدمـــات الانســـانية (تعــليم- صــحة- خدمة اجتماعية- ترخيصـــات المــبانى- مــتابعة الاقســام- المشــروعات الاستثمارية الصغرى(عام وخاص بالمشاركة) - مقترحات ومطالب الاحتياجات للخطط التالية.ويتم تقسيم المدينة إلى أحيــاء إذا زاد تعدادها عن (٢٥٠-٣٠٠ ألف نسمة) وتقسم الأحياء إلى أقسام بلدية بنفس عدد أقسام الشرطة.

ج - مســتوى العاصمة/المحافظة: (تقسم إداريا إلى أحياء وأقســام، وتوحيــد العــدد بيــن أقســام الشرطة والأقسام الإداريـــة(البــلدية). تختص بالمسئولية الشاملة عن كل ما يخــص جماهيــر المحافظـــة مـــن جميع قطاعات التنمية: مســئولية التــنمية الاقتصـــادية وفرص العمل والمصاعب الملحة - القيادة الجماهيرية (سياسيا وإداريا) تحديد الرسوم ومقـــابل الخدمـــات- إقامـــة المشـــروعات عـــلى مستوى المحافظة.(خاصة أساسا، وخدمية والتطوير).

د- مســـتوى إقـــليم القاهـــرة الكـــبرى- العاصـــمة (مقترح):(رئاسة إقليم تخطيط القاهرة الكبرى)

الــتخطيط العمـــرانى والاقتصـــادى للعاصمة- التطوير- المشــروعات الكبرى- الحلقة التنفيذية للمشروعات القومية التى تتم لصالح العاصمة- التنسيق بين محافظات العاصمة والــوزارات المختــلفة- حل صعوبات النشاطات المشتركة بين عناصر العاصمة.

٤- يجــب اســتغلال أكــبر مســاحة يسمح بها الدستور والقوانين (فىالتطوير)، وحصر مطالب التعديل.

٥- حتمية الاهتمام بالأعمال البلدية (المرافق المباشرة) فى إطـــار الادارة المحــلية وتحديــد الاختصاصات على كل مستوى تنظيمى من القسم حتى المحافظة.

٦-يمكــن أن تكــون الأعمـــال البلدية ضمن تنظيم إدارة/ مديــرية الاســكان على مستوى الحى والمحافظة على أن تســمى إدارة/مديرية الاسكان والمرافق - ولا تعارض هذا مـــع وجـــود هيئات/ شركات منفصلة لانتاج وتوزيع المياه والصرف والكهرباء والنظافة، فهذه كلها وحدات تنفيذية أما إدارة/مديـــرية الاسكان والمرافق فتكون تخطيط إحتياجات المـــرافق - وتـــبقى الخدمة على مستوى الأقسام تحت إسم الأعمال البلدية- ولا تعارض على الإطلاق فى هذه التسمية مـــع المفهوم الخاطىء بأن تسمية الأعمال البلدية يعتبر ردة عـــن نظـــام الإدارة المحلية- فهى تحت هذا الاسم فى كل أنحاء العالم الديمقراطى، ويعتبر من الخطأ الكبير أن تتخلى إدارة/مديـــرية الاســكان والمـــرافق عن دور البلديات إلى هيئات / شركات المياه والصرف والكهرباء والنظافة، فلها الدور الأول فى تقدير وتخطيط احتياجات الجمهور، ومتابعة ومحاسبة هذه الهيئات والشركات على التنفيذ.

٧- حتمية وضع قانون خاص بالعاصمة ينظم جميع شئونها المختلفة عن المحافظات الأخرى.

٨- حتمية وضع قانون لكل أعمال التطوير ويتم الالتزام به بالرغم من تغير القيادات.

٩- تحويــل إدارة الطرق فى العاصمة إلى مديرية الطرق والكبارى - فإن العاصمة كأكبر تجمع سكانى حضرى فى الشـــرق الأوســـط وأوربـــا بها حجم من الطرق والشوارع والكـــبارى (خصوصـــا على نهر النيل) مما يستأهل تعظيم دورها ليس للانشاء فقط ولكن أيضا للصيانة والاصلاح.

١٠- تـــنظيم العلاقة بين المحافظات الأم والعاصمة والمدن الجديـــدة والتوابع والتجمعات السكنية خلال المراحل التالية

بحيث تشمل المسئولية السياسية والإدارية والإنشائية:

أ- فترة الإنشاء.

ب- فترة الاستكمال إلى نسبة معقولة من السكان وبدء الحياة فيها.

ج- فترة الاكتمال كوحدة إدارية لها مواطنيها الذين لهم كل الحقوق السياسية والخدمات المادية والإنسانية، وحتى تتفرغ أجهزة التعمير لبناء مجتمعات جديدة أخرى- وكذا حتى تتم ثمرة بناء هذه المجتمعات وهى خطة الانتشار من المحافظات الأم ، والتى لن تتكامل إلا حسب خطط المحافظة /العاصمة (مصر).

مستوى العاصمة:

١١- توصى الشعبة بإنشاء مستوى تخطيطى له كيان إدارى ثابت على مستوى العاصمة تكون مسئولياته ومهامه كالآتى:

أ- التخطيط على مستوى العاصمة (القاهرة الكبرى).

ب - التنسيق بين محافظات عناصر العاصمة من المحافظات المختلفة.

ج - الإشراف على أعمال التطوير والانتشار.

د- مواجهة المصاعب المركبة والمشتركة بين محافظات العاصمة(النقل والمرور- المرافق...)

هـ- تنفيذ المشروعات المشتركة.

و- تنفيذ المشروعات القومية بالتنسيق مع المستوى المركزى.

ز- التنسيق مع الوزارات والأجهزة والهيئات القومية.

ح - المعاونة والمتابعة وتذليل العقبات وتصحيح المسار.

ط - ضم هيئة التخطيط العمرانى والإقليمى إلى القاهرة الكبرى - إلى مستوى العاصمة- وتكون أساس إنشائه(ويمكن أن يسمى رئاسة إقليم تخطيط القاهرة الكبرى).

(وتبقى مهام المحافظات كما هى).

١٢-بالنسبة للمجالس الشعبية المحلية:

أ- يجب أن تصدر لائحة قانون الإدارة المحلية به تفسير واضح لمهام المجالس... فإن الدور التنفيذى لا يمكن أن يكون الأعمال التنفيذية التفصيلية؛ بل هى فى سياسة التنفيذ + الرقابة والمراجعة على الجهاز التنفيذى إذا ظهر أى قصور فى أعمال أو نتائج محددة(حسب القانون والدستور).. وبهذا يمكن حل أكبر مشكلة فى العلاقة الحالية - وهى طول الوقت لاتخاذ القرارات التنفيذية.

ب- **تكون المسئولية بالنسبة لمستوى القسم:** يعتبر مستوى تنفيذى (مجلس قسم)، ولا ينشأ له مجلس شعبى محلى.. ويكون مسئولا أمام مجلس محلى الحى والمحافظة (لا تعارض مع الدستور أو القوانين).. ويجب وضع خطة زمنية يكون بعدها رئيس القسم (الادارى/البلدى) بالانتخاب مثل أكثر من ٩٠%من دول العالم- وهناك أفكار لأن يتم ذلك دون تعارض مع الدستور أو القانون، وبما لا يتسبب فى إضافة حلقة إنتخاب جديدة(مثل إختيار الأكفاء من المنتخبين لمجلس محلى الحى أو المحافظة.(وتصعيد بدائلهم من التالين فى الأصوات).

ج- **بالنسبة لمستويات الحى والمحافظة:** يكون لكل منها مجلس شعبى محلى منتخبا انتخابا مباشرا - ونقترح كإجراء تنفيذى لا يتعارض مع الدستور، أن ينشأ مجلس مصغر مشترك (مكتب تنفيذى مصغر) من المجلس التنفيذى والمجلس المحلى للأعمال العاجلة- ويكون بتشكيل ثابت، يضاف إليه أعضاء آخرين حسب جدول أعمال كل إجتماع- وتعتمد توصياته من المجلس التنفيذى ومن المجلس المحلى.

د- **بالنسبة لمستوى العاصمة:** يمكن إعتباره مستوى تنفيذى لا يشكل له مجلس شعبى محلى ويكون مسئولا أمام مجلس المحافظين أو المجلس الأعلى للإدارة المحلية.

هـ- **بالنسبة لمستوى إقليم القاهرة الكبرى:** يمكن أن تنشأ رئاسة لإقليم القاهرة الكبرى فقط وتكون رئاسة الإقليم

الأخرى لأحد محافظيها مرحليا..

١٣- بالنسبة لنواب محافظ القاهرة: مدينة الجيزة/مدينة شبرا الخيمة: تقترح الشعبة أن يتم تعيين نواب المحافظ كالآتى:

أ- على أساس جغرافى لكل (٥-٧حى) - (أى من ٤-٥ نائبا) سواء فى القاهرة أو فى عناصر الجيزة أو عناصر القليوبية.

ب- على أساس نوعى (من٢-٣) كالآتى: (فى القاهرة أو فى كل من محافظة الجيزة ومحافظة القليوبية):
- للتخطيط والتنسيق والمتابعة (نائب أول)
- للتطوير ومواجهة المصاعب المركبة (إدارة)
- إنشاء المشروعات الكبرى (هندسى)
- يمكن الجمع بين المسئولية الجغرافية والنوعية ويكون المجموع الكلى للنواب من ٥-٧ نائب.
- يمكن أن يعمم هذا النظام بالنسبة لمحافظات المدينة الواحدة إذا كان عدد أحيائها يزيدعن ٥-٧ **أحياء.**
- يمكن أن يكون النواب النوعيين على مستوى **العاصمة.**

١٤- يجب أن يكون تنظيم الأحياء والأقسام بحيث يمكنها تقديم الخدمات المختلفة، وبالمستوى اللائق، وتكون جميع أعمال التخطيط والتنفيذ تحت مستوى السيطرة - (زيادة عن الأحياء الحالية- ويكون عدد الأقسام فى الحى من ٢-٥ قسم) وتقترح الشعبة التعداد الآتى الذى هو أكثر من المتعارف عليه دوليا وإداريا، ولكن يمكن تحقيقه عمليا:

أ - مستوى القسم الإدارى من ٥٠-١٠٠ ألف نسمة.

ب- مستوى الحى من ١٠٠-٢٥٠ ألف نسمة.

ملحوظة:

هذا الحجم يعتبر ضعف حجم المعدلات التخطيطية، ولكن يمكن قبولها مرحليا خلال المرحلة الاولى لتخفيض الكثافة على الأقل (١٠-١٥ سنة)

REFERENCES

1. *Egyptian Code for Calculating Loads and Forces in Structural and Building Works, 1994, Research Center for Housing, Building and Physical Planning, Egypt.*
2. *El-Attar, A. et Al, "Behavior of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Buildings Subjected to Earthquakes", ACI Structural Journal, V. 94, No. 2, 1997, pp 133-145*
3. *Bracci, J. et Al,"Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of Structural System", ACI Structural Journal, V.92, No. 5, 1995, pp 587- 609*
4. *Bracci, J. et Al, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of Structural Model", ACI Structural Journal, V.92, No. 6, 1995, pp 711- 723.*
5. *Aycardi, L.E. et Al, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed Only for Gravity Loads; Experimental Performance of Subassemblies", ACI Structural Journal, V. 91, No. 5, 1994, pp 552-563*
6. *Egyptian Code of Practice for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures, 1995, Research Center for Housing, Building and Physical Planning, Egypt.*
7. *Valles, R. et Al, "IDARC 4.0- A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, 1996.*
8. *Paulay, T., and Priestly, M., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc., New York, 1992.*
9. *Park, Y. et Al, "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame - Shear-Wall Structures", Technical Report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo, 1987.*
10. *Hassan, A. and Sozen, A.,"Seismic Vulnerability Assessment of Low - Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes", ACI Structural Journal, V. 94, No. 1, 1997, pp 31-39*

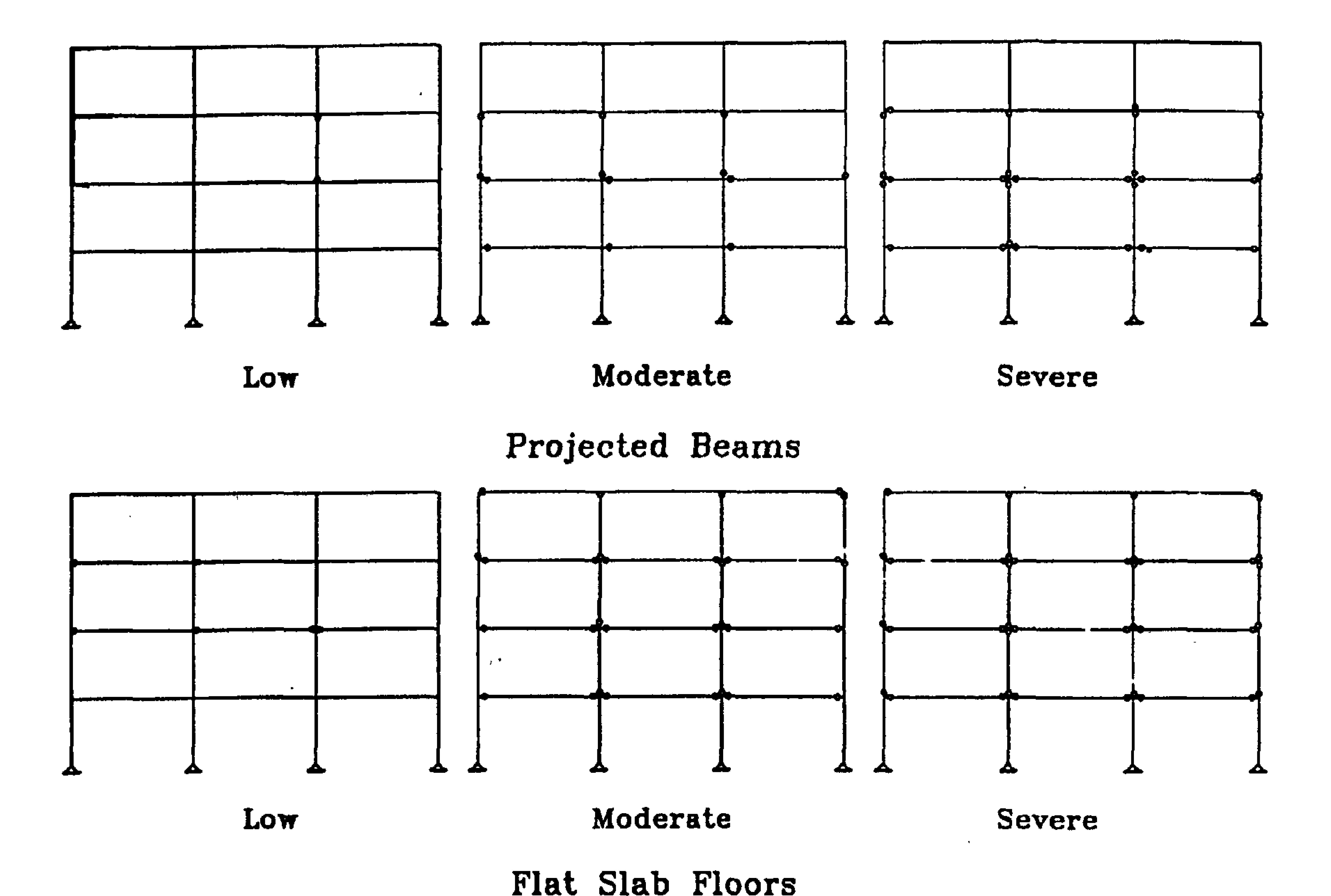


Fig. 7- Analytical Mechanism for Cases Studied

major damage. For moderate to severe earthquakes, they may withstand the seismic forces at the expense of substantial side-way deformations that can exceed recommended limits.

2- Gravity load designed frames in low story buildings are dominated by weak column strong beam behavior. Under severe dynamic excitation, moment capacity of the beams places high moment demands on the columns. Furthermore, due to inadequate ductility in column sections, a prema-ture structural failure may occur during inelastic excursions. The mode of failure in this case shall be column side sway collapse mode.

3- Flat slab floor types are more critical to seismic ground motion compared to floors with solid slabs and projected beams. Plastic hinges were formed in flat slab cases even at low excitations.

4-The frequency content of the earthquake may significantly alter the response of the structure. In this study, it was found that among three earth-quake records with the same peak acceleration amplitude and different frequency contents, the cases studied were much more affected by the Long Beach record.

5-As Expected, the peak amplitude of earthquake records is the governing parameter in estimating the response of the structure during earthquakes. Increasing the peak amplitude leads to increasing both lateral displacement and straining actions within the structure.

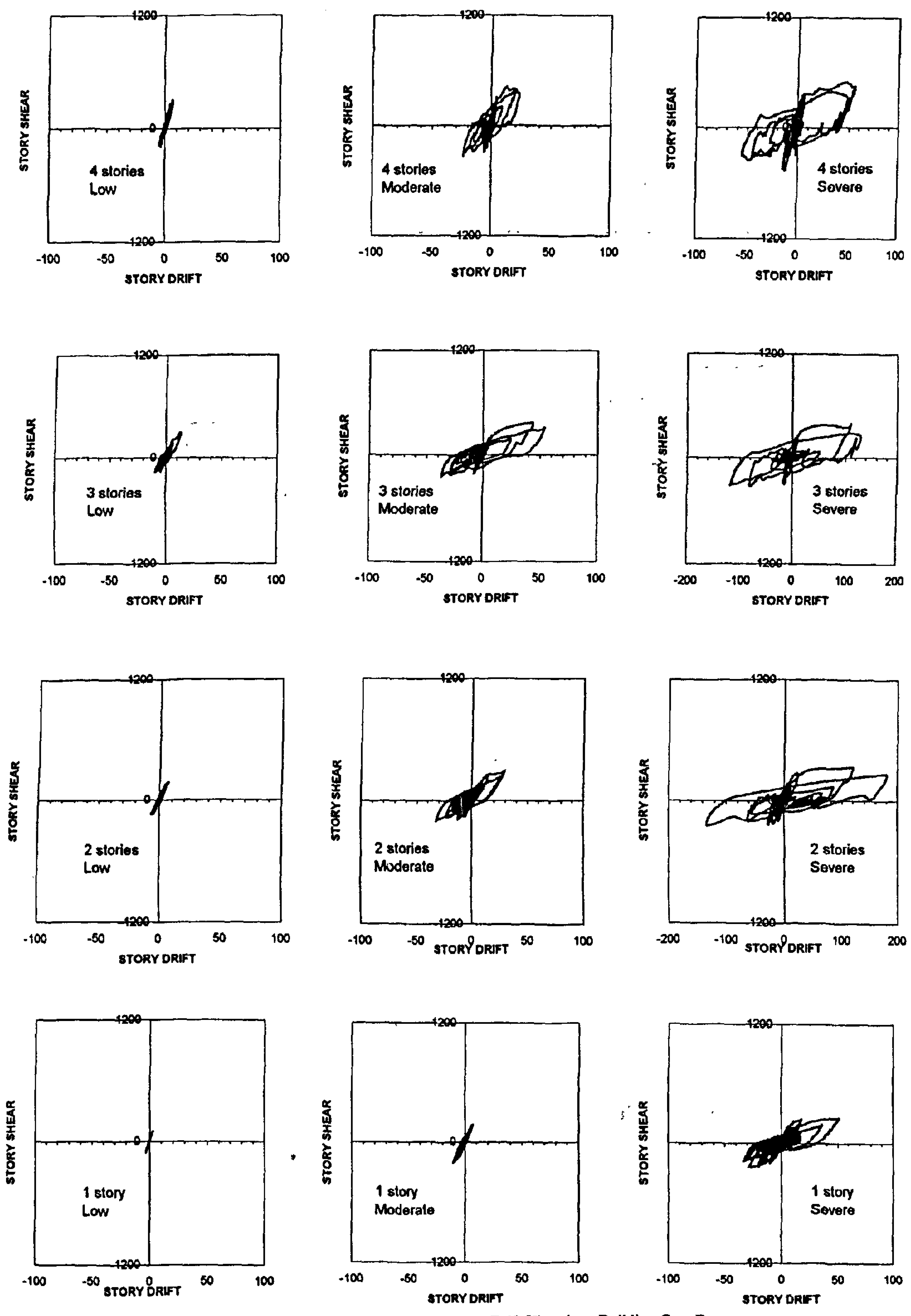


Fig. 6- Sory Shear Force versus Interstory Drift Histories - Building Case B

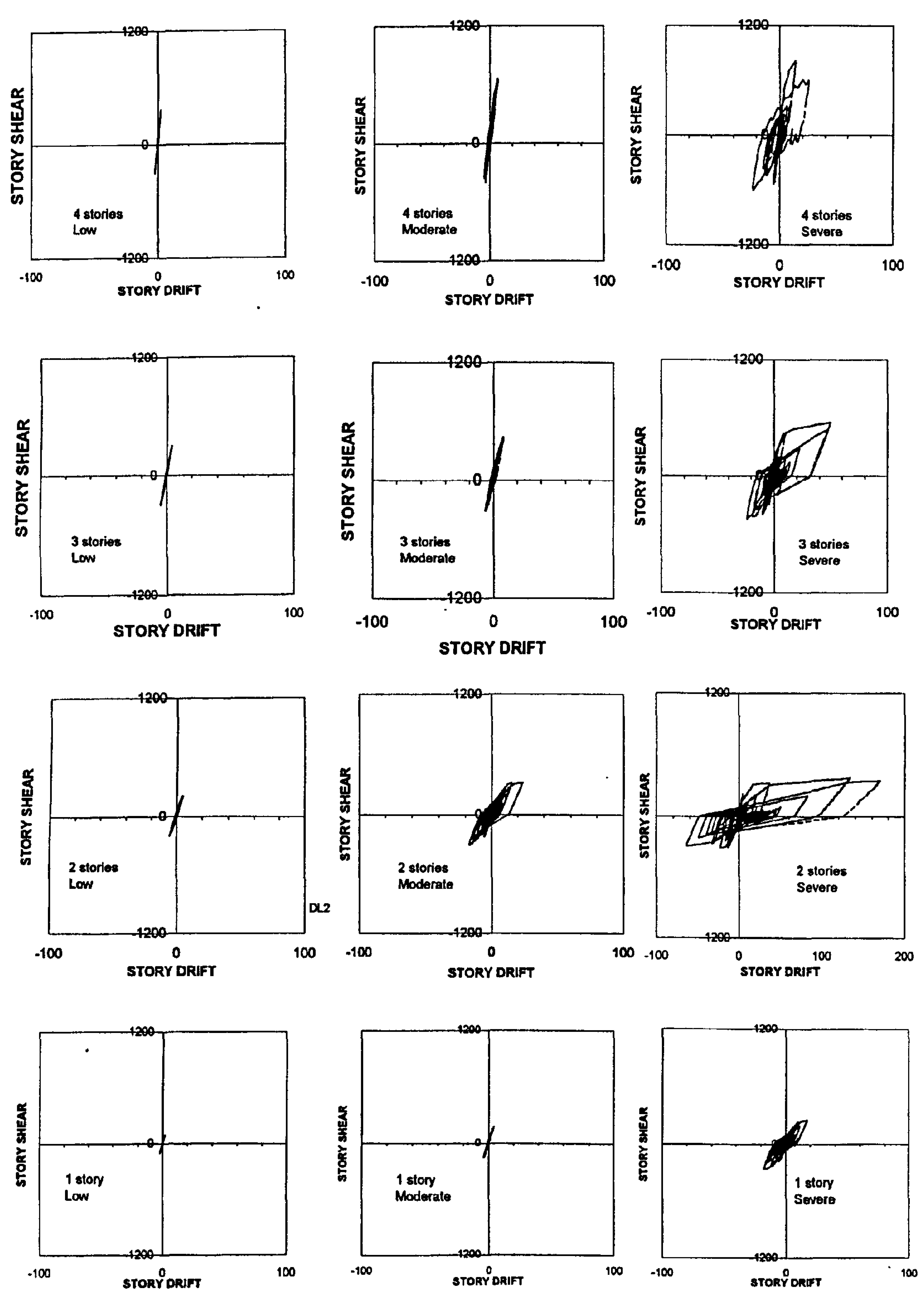


Fig. 5- Sory Shear Force versus Interstory Drift Histories - Building Case A

Table 5- Interstory drift and shear for building case B - Low frequency Content

	Story	Low		Moderate		Severe	
		Drift %	Shear %	Drift %	Shear %	Drift %	Shear %
Four Story	4	0.39	3.50	2.03	4.76	8.69	5.96
	3	0.64	5.91	2.53	7.99	6.79	9.09
	2	0.5	6.93	1.79	10.35	3.94	11.38
	1	0.22	8.46	0.73	11.77	1.73	14.07
Three Story	3	0.37	-4.43	1.42	6.32	6.91	7.68
	2	0.66	8.27	2.27	10.96	6.86	11.91
	1	0.42	10.53	1.66	13.65	3.97	14.52
Two Story	2	0.26	6.76	1.02	9.55	7.47	12.26
	1	0.21	9.68	1	15.94	5.56	18.27
One story	1	0.10	11.98	0.33	22.66	1.57	27.80

Table 6- Interstory drift and shear for building case B - Intermediate frequency Content

	Story	Low		Moderate		Severe	
		Drift %	Shear %	Drift %	Shear %	Drift %	Shear %
Four Story	4	0.23	3.30	0.41	4.90	0.89	5.35
	3	0.28	3.54	0.53	5.68	1.04	7.35
	2	0.27	4.76	0.44	6.74	0.69	7.32
	1	0.13	5.98	0.21	8.45	0.28	9.06
Three Story	3	0.22	4.50	0.46	6.34	0.90	7.64
	2	0.32	5.54	0.57	6.89	0.92	8.70
	1	0.21	7.30	0.41	9.62	0.57	9.68
Two Story	2	0.33	7.81	0.58	9.08	1.02	11.25
	1	0.29	10.19	0.50	13.00	0.86	14.86
One story	1	0.13	14.66	0.25	20.26	0.77	26.84

Table 7- Interstory drift and shear for building case B - High frequency Content

	Story	Low		Moderate		Severe	
		Drift %	Shear %	Drift %	Shear %	Drift %	Shear %
Four Story	4	0.13	2.81	0.27	4.60	0.46	5.52
	3	0.13	2.29	0.23	3.10	0.47	5.09
	2	0.12	2.91	0.22	4.56	0.36	6.21
	1	0.07	4.27	0.11	5.60	0.16	8.08
Three Story	3	0.14	3.77	0.27	6.10	0.41	7.41
	2	0.09	2.05	0.18	3.78	0.34	5.75
	1	0.09	4.89	0.12	6.62	0.21	8.76
Two Story	2	0.07	2.90	0.16	6.41	0.43	10.79
	1	0.06	4.07	0.14	8.37	0.20	9.72
One story	1	0.16	17.21	0.35	22.18	0.54	26.35

The story shear force versus interstory drift histories for the first floor of case A subjected to the low frequency excitation are shown in figure (5). The same relation is plotted for case B in figure (6). For minor shaking, the response remained primarily elastic with some evidence of cracked behavior. However, for moderate and severe shaking, considerable inelastic deformations and hysteretic energy dissipation occurred. A significant decay in the initial and postcracking stiffnesses also occurred as a result of these motions. It is also noted that for the two story building, the drift was significantly higher than other cases especially during strong excitation.

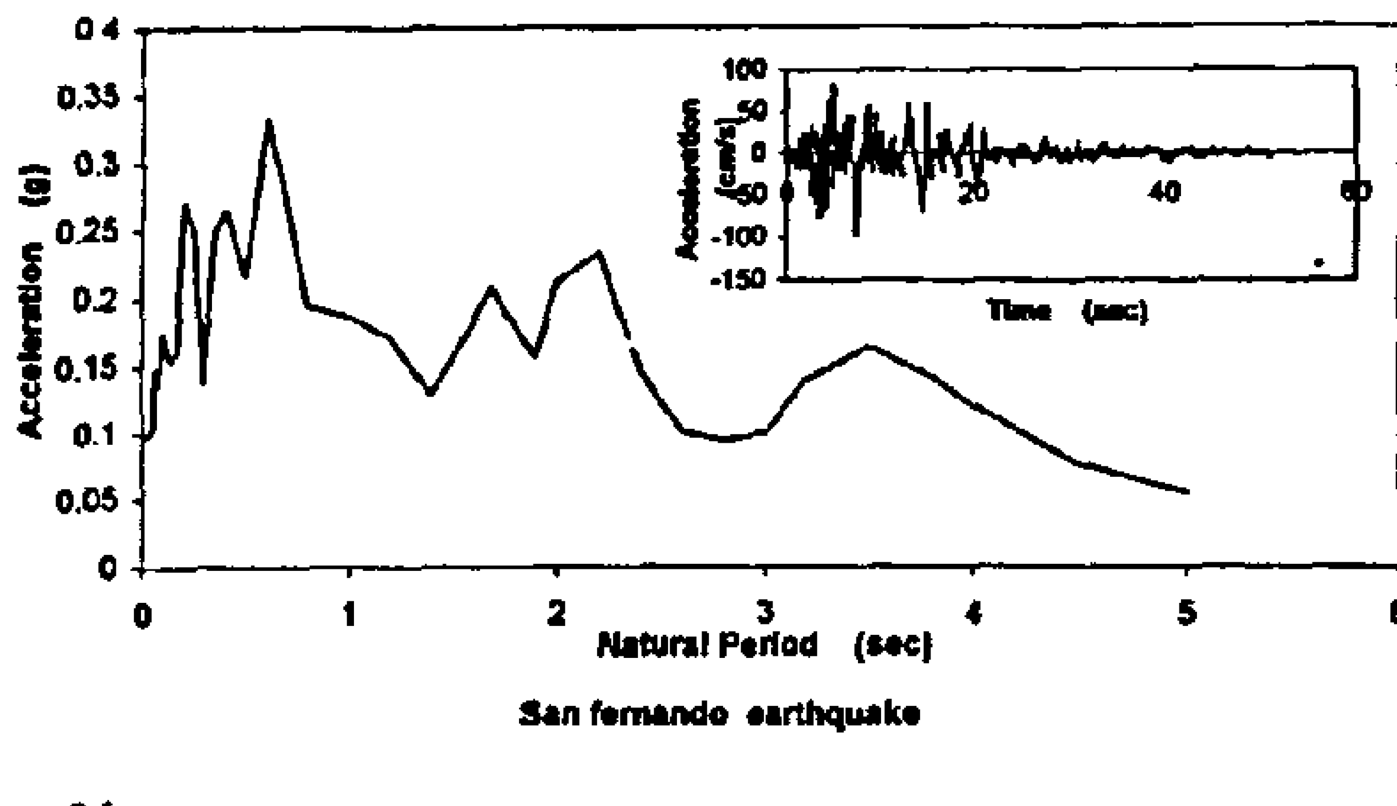
For case A, the beams, with significant strength contributions from the slab, remained essentially elastic, while plastic hinges developed in the columns for moderate shaking. The overall structural response of the gravity load designed frame model was dominated by weak column strong beam behavior, i.e. the columns cracked and yielded before the beams. For case B, the overall behavior was similar to case A with an increase in the initial slope of the curve and of the maximum displacement. Also, the weak column- strong beam behavior was not obvious in this case.

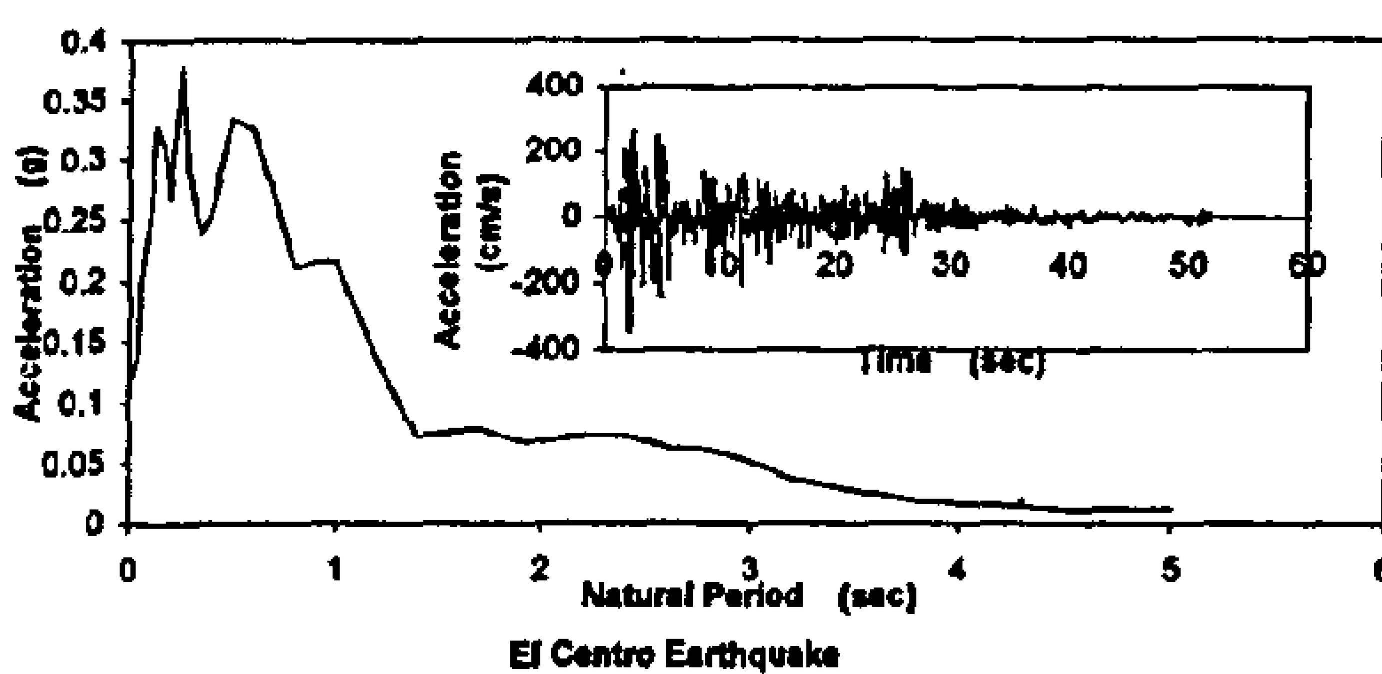
Figure (7) shows the structural mechanism at the end of the analysis or at failure, if failure occurs, for the four story building subjected to low frequency content earthquake. Both cases A and B are illustrated when subjected to low, moderate and strong excitations. It is noted that during low level excitations, case A undergos elastic behavior with no formation of plastic hinges. However, as the excitation stepped to moderate, the formation of plastic hinges started with columns at the third floor. Under strong excitation, most columns at the second and third floors as well as beams at the first and second floors formed plastic hinges. For building case B, the formation of floor plastic hinges has started with low excitation levels. The number of plastic hinges increases with the increase of excitation from low to moderate and strong. It is also noted that the top roof suffered from plastic hinges in case of flat slab floors while no significant effect was noticed for case A.

SUMMARY AND CONCLUSION

The nonlinear seismic analysis of low rise reinforced concrete structures is carried out. The effect of ground motion characteristics on the behavior of these buildings is studied. Two floor types were considered in this study; solid slab with projected beams and flat slabs. The study used many seismic records with different amplitudes and frequency contents. Based on this comparison, the following can be concluded:

1- For minor earthquakes, the inherent lateral strength and flexibility of RC low rise structures are adequate to resist seismic forces and avoid





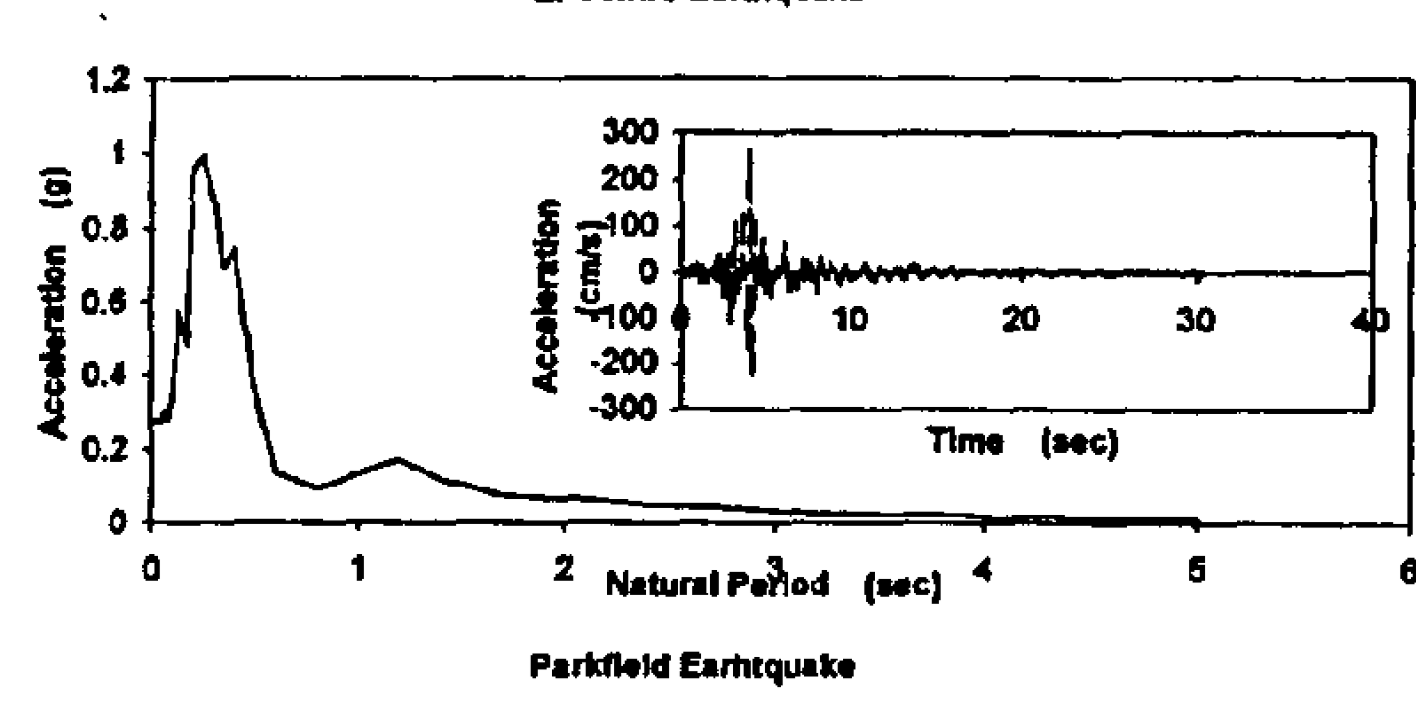


Fig. 4-Time History and Response Spectrum of Earthquake Recoreds

RESULTS DISCUSSION

A summary of the maximum story response for each earthquake simulation applied to all cases studied is shown in tables (2-7). It is noted that large story drifts, that exceed the maximum allowed by seismic codes (2%), occurred for the following cases; a) Building type A during severe ground motion records with low frequency content. Large drifts occurred at the sub-top floor for buildings of four, three and two stories. b) Building type B during moderate and severe ground motion records with low frequency content. Large drifts occurred at most floors for buildings of four, three and two stories. In many cases, the increase in story drift was not proportional with the excitation level. The formation of plastic hinges and the effect of higher mode participation may explain this conclusion. In general, the increase of the story drift is directly related to earthquake damage of the structure (10). It is also noted that all the cases considered in this study exhibited much higher lateral displacements and shear forces during the low frequency content excitation compared to the intermediate and high frequency excitations. All cases considered are categorized as low rise building, which is characterized by low natural periods. However, it should be mentioned that the natural periods for structures estimated using analytical methods is usually much higher than actual natural periods of existing structures. This is due to neglecting nonstructural elements, such as infill panels, that usually exist in such buildings.

Table 2- Interstory drift and shear for building case A - Low frequency Content

	Story	Low		Moderate		Severe	
		Drift %	Shear %	Drift %	Shear %	Drift %	Shear %
Four Story	4	0.12	3.56	0.19	4.74	0.35	6.49
	3	0.22	6.15	1.17	8.85	8.17	11.12
	2	0.14	8.57	0.36	14.22	1.29	16.60
	1	0.08	9.85	0.22	18.25	0.79	22.39
Three Story	3	0.13	5.69	0.2	6.69	0.33	8.06
	2	0.3	9.23	0.67	11.62	6.67	14.06
	1	0.14	11.01	0.27	16.02	1.55	20.50
Two Story	2	0.1	6.87	0.19	9.69	0.30	11.50
	1	0.16	11.49	0.73	17.50	5.24	20.58
One story	1	0.07	11.90	0.14	20.08	0.54	29.37

Table 3- Interstory drift and shear for building case A - Intermediate frequency Content

	Story	Low		Moderate		Severe	
		Drift %	Shear %	Drift %	Shear %	Drift %	Shear %
Four Story	4	0.19	4.89	0.23	5.13	0.4	6.90
	3	0.37	7.99	0.9	8.80	1.41	8.65
	2	0.14	8.76	0.2	10.55	0.29	13.16
	1	0.07	8.62	0.12	13.34	0.21	18.68
Three Story	3	0.14	5.53	0.21	6.78	0.37	8.80
	2	0.38	10.66	0.78	11.68	1.27	11.94
	1	0.15	11.36	0.2	13.07	0.33	17.19
Two Story	2	0.12	7.93	0.22	10.07	0.28	11.24
	1	0.21	12.57	0.77	17.50	1.39	17.98
One story	1	0.10	17.01	0.16	21.43	0.52	29.30

Table 4- Interstory drift and shear for building case A - High frequency Content

	Story	Low		Moderate		Severe	
		Drift %	Shear %	Drift %	Shear %	Drift %	Shear %
Four Story	4	0.09	3.28	0.22	5.67	0.51	7.34
	3	0.08	3.04	0.17	5.50	0.35	7.30
	2	0.07	4.50	0.11	7.51	0.15	9.31
	1	0.05	6.52	0.07	9.26	0.1	13.34
Three Story	3	0.09	4.32	0.2	7.24	0.4	9.75
	2	0.05	2.71	0.12	5.78	0.25	8.64
	1	0.06	5.39	0.09	8.31	0.12	10.82
Two Story	2	0.14	8.84	0.16	9.42	0.3	12.28
	1	0.16	11.17	0.22	12.75	0.3	14.35
One story	1	0.11	17.73	0.27	25.76	0.50	27.84

Table 1- Dynamic Characteristics of the Cases Studied

	Building type A Solid slabs with Projected Beams						Building type B Flat slabs				
	Period	Modal Factor	Mode Shapes				Period	Mode Shapes			
Four Story	0.65	0.5232	1	.76	.38	.13	1.26	1	.77	.41	.12
	0.23	0.2343	-.82	.48	1	.46	0.38	-.83	.47	1	.43
	0.15	0.1264	.45	-1	.63	.48	0.19	.45	-1	.58	.61
	0.09	0.1494	-.02	.12	-.54	1	0.1	-.06	.24	-.59	1
Three Story	0.59	0.48	1	.72	.28		1.05	1	.68	.24	
	0.21	0.178	-.94	.92	1		0.3	-.9	1	.93	
	0.14	0.1148	.29	-.79	1		0.15	.24	-.7	1	
Two Story	0.46	0.4114	1	.55			0.73	1	.44		
	0.17	0.1193	-.55	1			0.2	-.44	1		
One story	0.27	0.3029	1				0.34	1			

a) The plotted relationship can be divided into two stages; an almost linear segment up to the critical base shear at which the slope of the curve tangential dramatically increases up to failure or reaching 2% drift ratio.

b) Initial stiffness of the structure, represented by the slope of segment I, is much higher for the case of projected beams compared to flat slabs. This is compatible with the fact that projected beam floors provide higher stiffness for buildings.

c) A reduction of the maximum base shear percentage occurs as the number of stories increases. This relation should be considered with the fact that the weight of the structure reduces linearly with redu-cing the number of stories.

d) A reduction in the stiffness of the structures takes place as the number of stories increases.

e) A reduction in the stiffness of structures type A as compared to similar ones of type B.

f) In all cases, the critical base shear is higher than that suggested by the ECL-94.

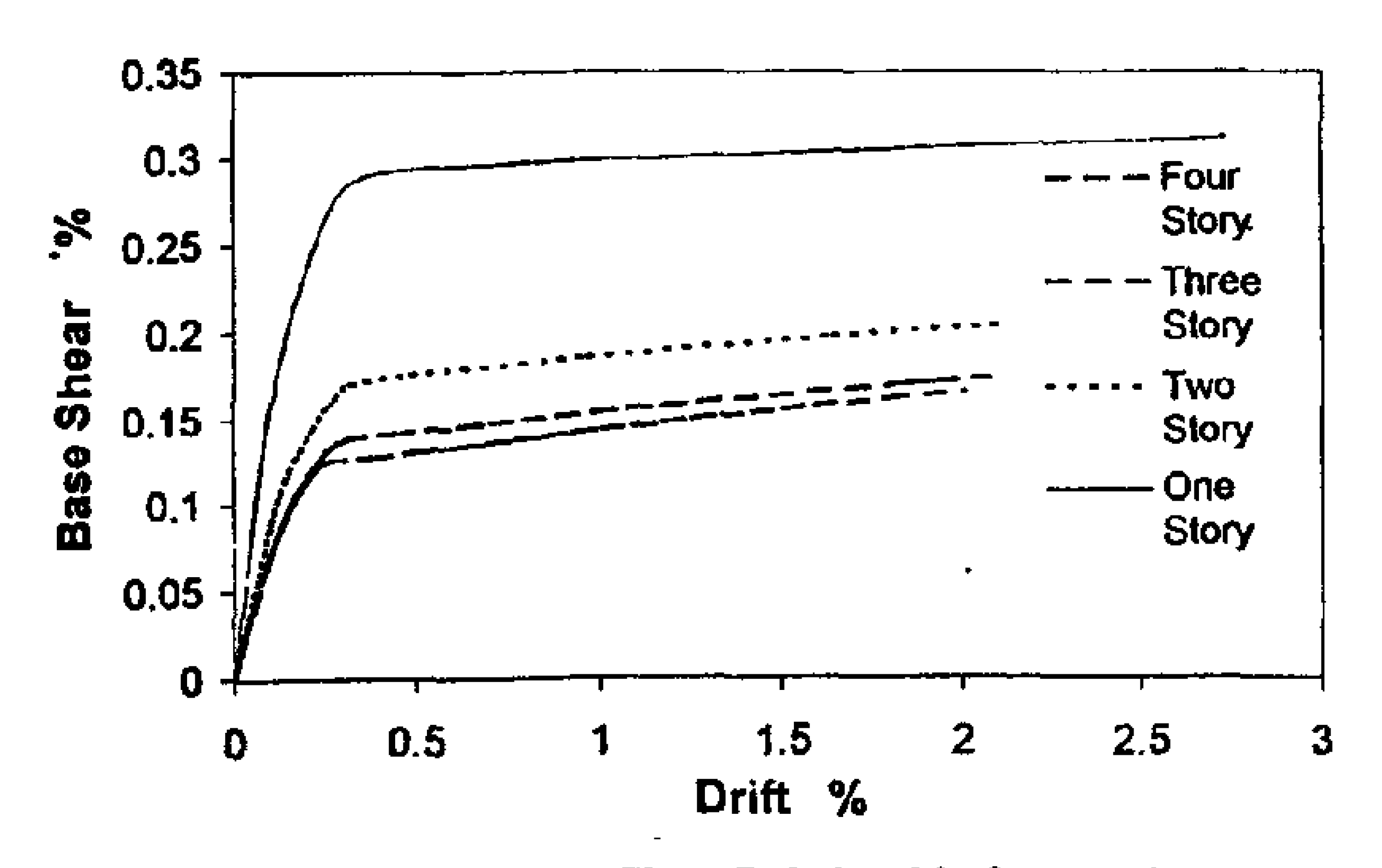


Fig. 2- Drift - Base Shear Relationship for case A

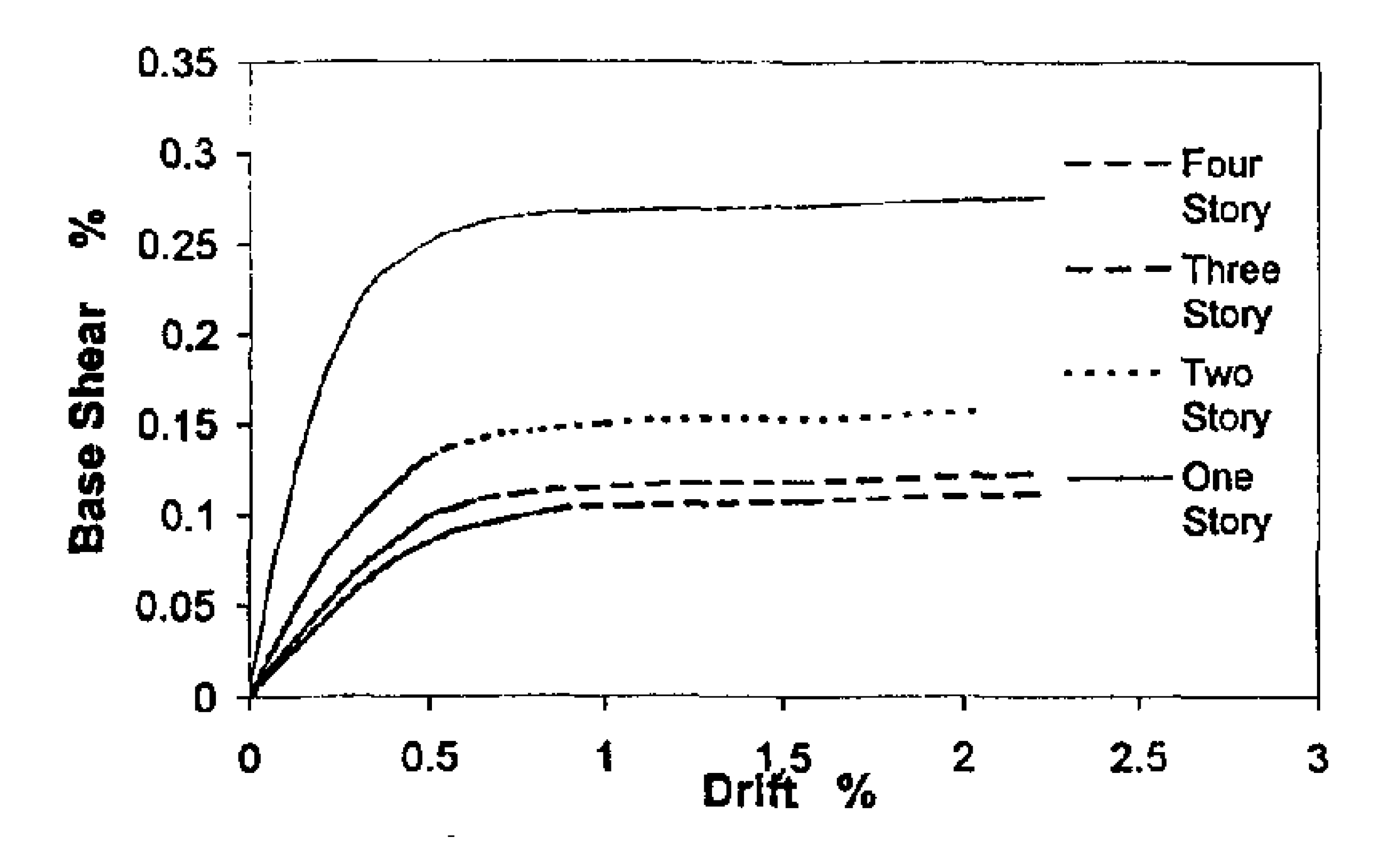


Fig. 3- Drift Base Shear Relationship for case B

EARTHQUAKE RECORDS

Three earthquake records are used in this study. Each record was applied to the structure three times with different amplitudes. The records were chosen to represent three categories of frequency content; high, medium and low frequency contents. As frequency content of the earthquake records can be expressed by the ratio of acceleration to velocity (A/V), records are classified according to this ratio. The three records used in this study are; 1) N - W component of 1933 Long Beach Earthquake recorded at L.A. Subway Terminal. This record represents the low A/V ratio. 2) N-S component of 1940 Imperial Valley earthquake recorded at El-Centro site. This record represents the intermediate A/V ratio. 3) N-W component of 1966 Parkfield Earthquake recorded at Temblor California. This record represents the high A/V ratio. Figure (4) shows the time history and response spectrum of the three records. The magnitude of the peak ground acceleration was varied (.07g, 0.15g and .28 g) to represent minor, moderate and severe earthquake risks for structures respectively. The following performance indicators were monitored during each analysis; maximum interstory drift, floor shear ratio and the hysteries between both.

The hysteretic model incorporates stiffness degrada-tion, strength deterioration, non-symm-tric res-ponse, slip-lock, and a trilinear monotonic enve-lope. The model traces the hysteretic behavior of an element as it changes from one linear stage to another, depending on the history of deformations. The model is therefore piece-wise linear. Each linear stage is referred to as a branch.

CASES STUDIED

A model for reinforced concrete low rise residential buildings consists of three bays and four floors is considered. The geometry of the suggested building may be described as follows; equal bay span = 6.0 m, column height for all floors = 3.25 m. Two cases of different floor systems are considered; a) solid slabs supported by projected beams and b) flat slabs without marginal beams. The slab thickness is taken 12 cm in case of solid slab floors and 25 cm for flat slab floors. For the case of projected beams, beam depth was assumed = 70 cm. Flooring weight is taken equal to 150 kg/m^2 and the equivalent weight of walls and partitions is taken as 300 kg/m^2. Column dimensions varied from interior to exterior columns as well as from lower to upper floors. Columns dimensions at the ground floor of the four story building were taken 30 x 40 and 30 x 55 for exterior and interior columns respectively. Reinforcement ratio for all columns was kept at approximately 1.2 %. Typical reinforcement details of interior and exterior beams and columns are shown in figure (1). The main parameters included in this study are:

1) Number of floors of the low rise building (one, two, three and four floors are considered).
2) Type of the floor structural system (case 'A' solid slabs with projected beams and case 'B' flat slab systems are analyzed).
3) Maximum amplitude of ground motion records (low, moderate and severe ground motions are applied to the cases studied).
4) Frequency content of the ground motion records (low, intermediate and high frequency content records are used).

MODAL ANALYSIS

The initial dynamic characteristics of the cases studied were determined from modal analysis. The calculated natural periods, mode shapes and modal

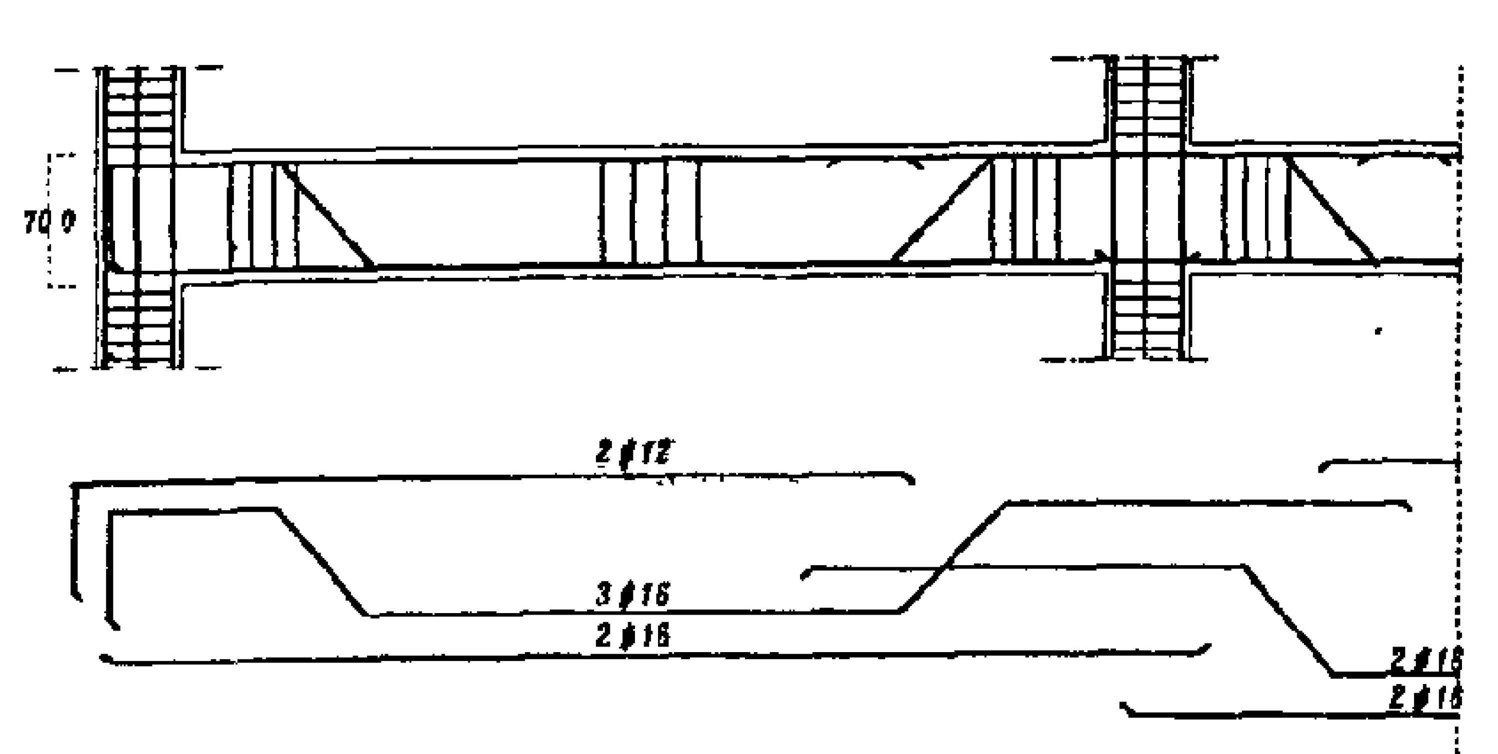


Fig. 1- Typical Reinforcement Details of Beams and columns

participation factors are shown in table (1). For comparison purposes, the first mode period calculated using the approximate formula suggested by the Egyptian Code for Loads, ECL-94, are (0.275, 0.201, 0.138, 0.074) for the four,three, two and one story structures respectively. It is obvious that natural periods estimated from the free vibration analysis are much higher than those calculated using the code formula. The empirical code formulation includes the stiffening effect of nonstructural walls and cladding and may considerably over-predict the stiffness characteristics of flexible frames.

From table (1), it can be noted that the natural period of structures built with flat slab floors are much higher than similar structures with projected beams. The reduction percentage varies depending on the number of floors and the stiffness of flat slab floors. As the number of floors decrease, the difference between the two floor types in the natural period of structures decrease. This reduction confirms that flat slab structures, in general, are less stiff in resisting lateral loads

PUSHOVER ANALYSIS

It is evident that pushover inelastic computer analysis can reliably predict the lateral strength capacity (5). The analysis is made using the inverted triangular lateral load distribution with increased intensity. The critical collapse mechanism occurs when a two story hybrid beam and column mechanism forms. The formation of beam hinges framing into the exterior columns is the only way to prevent the formation of a soft first story mechanism. Figure (2) shows the relation of the drift ratio (as a percentage of the building height) versus the base shear ratio (as a percentage of the building weight) for building type A. Figure (3) shows the same relation for building type B. On each figure, four cases are presented; four, three, two and one story buildings. The following notes may be made:

It was also found that each column's share of the total story shear is directly related to its axial force level. Interior columns resisted about twice the shear force acting on the exterior columns. Although the reinforce-ment details typically used in gravity load designed RC structures may form a potential source of damage, they are probably not sufficient in themselves to develop a complete failure mecha-nism. Available experimental evidence indicates that the lack of sufficient strength of columns as compared to beams in such structures usually leads to a premature soft story mechanism before these details are subjected to significant demand.

The suggested analytical study is carried out to determine the important parameters that influence the structural behavior of gravity load designed low rise RC structures and to quantify the effect of ground motion characteristics on the performance of these structures. All the previously mentioned inadequacies are incorporated into the structures used in this study. The frame models are designed according to the Egyptian Code of Practice for Reinforced Concrete Structures ECP-95 (6) under gravity loads only.

RESEARCH SIGNIFICANCE

The study presented in this paper shows that gravity load designed RC low rise buildings designed without seismic provisions may possess an inherent lateral strength capacity that can be mobilized to resist minor to moderate earthquakes. It is expected that in certain cases, failure mechanisms may be developed during moderate to strong ground motions. The previously described inadequacies may lead to a questionable behavior during seismic activities. An attempt is made to study the dynamic behavior of low rise reinforced concrete buildings with different floor types. The study aims at identifying the effect of ground motion characteristics on the response of such structures. It also identifies the cases that are expected to suffer more damage during earthquakes.

ANALYSIS PROCEDURE

The computer program IDARC-2D ver 4.0 (7), which is an inelastic damage analysis of structures subjected to seismic loads, is used. The program is developed in the National Center of Earthquake Engineering Research (NCEER), State University of New York, Buffalo. The program has advanced capabilities of analyzing two dimensional RC frames subjected to seismic ground motions. The program uses a distributed flexibility model in constructing the element stiffness matrix leading to including the effect of spread plasticity. A non-symmetric trilinear envelope with the ability to model all hysteretic characteristics is employed. Both flexure and shear are modeled independently leading to separating shear failure of structural elements. The program has the capability of calculating and building moment curvature envelopes from element cross section directly.

Column elements are modeled considering macro-models with inelastic flexural deformations and elastic shear and axial deformations. Beam elements are modeled using a nonlinear flexural stiffness model with linear elastic shear deformations considered. Column and beam elements include a rigid length zone to simulate the increase in the stiffness of the element at the joint.

The program can model component behavior and determine the structural dynamic response via a step-by-step numerical solution. Parameters used in the nonlinear analysis were the stiffness properties and inelastic hysteretic properties. While the hysteretic properties were determined based on the default values defined in the program, the stiffness properties were calculated from section dimensions and material properties. It is worthwhile noting that the initial stiffness properties in reinforced concrete structural elements are smaller than the properties of the uncracked sections. The reason for such differences results from the initial cracking of the member sections due to gravity loads (particularly in beams), microcracking generated from concrete curing and minor construction loading. Thus for analysis purposes , the stiffness were reduced to about 60% of the uncracked properties for columns and to 30% for beams with full slab contributions. These reductions are compatible with those suggested by Paulay and Priestley (8). Since the analytical program uses a spread plasticity model that accounts for stiffness variation along the beams, the elements are neither fully cracked nor remain uncracked in the initial elastic range.

The three parameter "Park hysteretic model" that was first proposed by Park et al. (9) is used.

EFFECT OF GROUND MOTION CHARACTERISTICS ON THE PERFORMANCE OF LOW RISE RC STRUCTURES

By
A. El-Nady*

ABSTRACT

The performance of low rise reinforced concrete structures subjected to seismic ground motion is considered. According to the current Egyptian Code for Loads, no special provisions are to be made in designing or detailing of structural elements for most of these buildings when subjected to seismic loads. A study on low rise buildings when subjected to ground motions records, with different characteristics, is carried out. The purpose of this study is to examine the effect of ground motion characteristics on low rise buildings.

Different cases of low rise buildings were analyzed using a monotonic analysis followed by a dynamic analysis. Different records of seismic ground motions were used in the analysis. The main variables in these records were; peak amplitude and frequency content. Two floor types were evaluated; solid slabs with projected beams and flat slabs.

The results obtained show that neglecting the effects of earthquake ground motion may, in certain cases, underestimate the straining actions developed in reinforced concrete structures. The characteristics of ground motion were found to have a significant effect on the response of low rise buildings.

Keywords: Seismic analysis, RC frames, low rise buildings, frequency content

INTRODUCTION

Current seismic design practice for reinforced concrete structures is based on considerations of inelastic behavior in the structural components, implicitly requiring the formation of a desirable beam side-sway collapse mechanism. A reduced strength capacity is used for the design of the components and system, while ductile reinforcing details are used to increase the deformation capacity to resist and dissipate seismic energy input. Such seismic design practice is presently mandated in Egypt for medium to high rise buildings. However, low rise buildings, with certain restrictions, does not have to be designed or detailed for earthquake loads, according to the current code of loads ECL-94 (1). Most of the existing low rise buildings are designed only for gravity loads with reinforcement details, in accordnce with standard code (nonseismic) practice.

When current seismic codes for medium to high rise buildings are compared to those of low rise buildings, the following inadequacies may be identified; a) columns may be weaker than the joining beams, creating a structure prone to a soft story or column side sway collapse. Relatively small vertical loads, due to gravity loads, acting on columns in low rise buildings usually create these criteria. b) there are minimal transverse reinforcement in columns for shear and confinement, particularly in potential hinge zones. c) lap splices are located in potential hinge zones just above floor slabs. d) there are little or no transverse reinforcement in beam column joints. e) there are discontinuous positive beam flexural reinforcements in the beam column joints.

Many experimental investigations on the seismic behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings have been carried out (2-5). Experimental results show that such structures will experience significant reduction in lateral stiffness after the first few cycles of moderate earthquakes. The domination of the first mode of vibration in all seismic tests is also noted.

*Assistant Professor, Dept. of Structural Engineering, Cairo University - Egypt

REFERENCES

1- *Coyle, W. V., and Ramakrishnan, "Performance Characteristics of Fiber Reinforced Concrete with Low Fiber Contents", ACI Journal, Vol. 78, pp.388-394, 1981*

2- *Nassef, M. E., and Morsy, E. H., " An Investigation of the Use of Fiber Reinforced Concrete for Housing Projects in Egypt", Report (1), Concrete Research Laboratory, Faculty of Engineering, Cairo University, 1982.*

3- *Abd el-wahab, A. A. H.," Behavior of High Strength Fiber Reinforced Concrete Columns Subjected to Concentric and Eccentric Axial Loads", Master Thesis, Faculty of Engineering, Cairo University, 1999.*

4- *ACI Committee 544, "State-of-The-Art Report on Fiber Reinforced Concrete", Concrete International: Design and Construction, Vol. 4, No. 5, pp. 9-30,1982.*

5- *Foster, S. J and Attard, M. M., "Experimental Tests on Eccentrically Loaded High-Strength Concrete Columns", ACI Structural Journal, Proceeding, Vol.94, No.3, pp 295-303, 1997.*

with plain round steel fibers. It is found also that providing Harex steel fibers to high strength concrete leads to smaller strains, in the vertical reinforcement compared with those in the specimen with lower compressive strength.

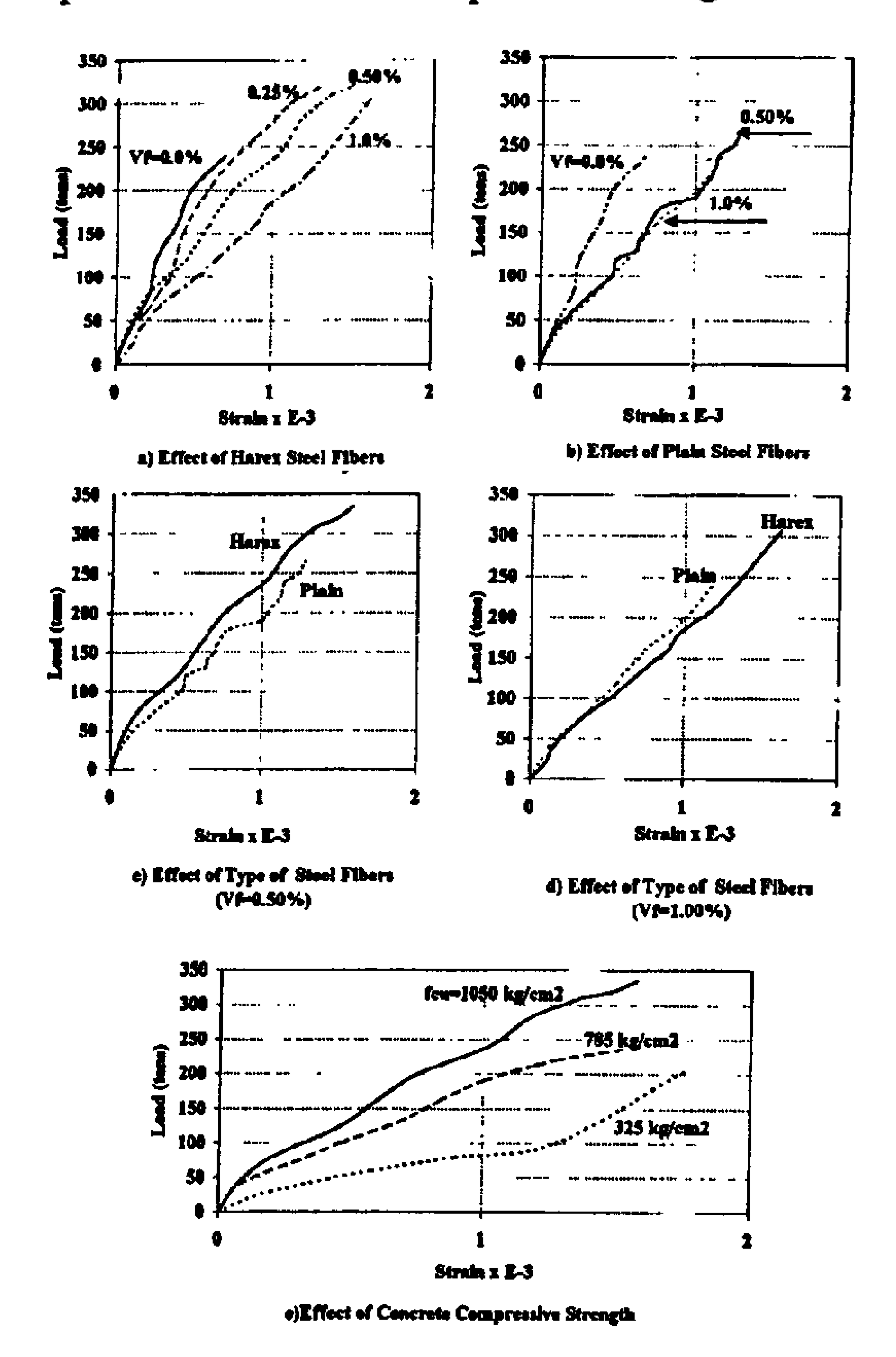


Fig. 5- Effect of the different parameters on the vertical reinforcement strains.

7. CONCLUSION

The effect of the type of steel fibers and the volume content of each type on the overall behavior of the axially loaded normal, medium and high strength concrete columns is experimentally investigated. Two different types of steel fibers were considered. The two types were Harex steel fibers with rectangular sections and end hooked shape and plain round steel fibers without end hooked shape. The used volume contents for Harex steel fibers were 0.0, 0.25, 0.50 and 1.00%, while the volume contents for plain round steel fibers were 0.0, 0.50 and 1.00%. Three different compressive strengths were designed for the tested columns. The compressive strengths for concrete were 300, 600, and 900 kg/cm^2 to represent normal, medium and high strength concrete. Based on the experimental results, the following conclusions were carried out:

1- Addition of Harex or plain round steel fibers to high strength concret columns significantly changed the behavior from brittle to ductile one.

2- Providing Harex steel fibers to high strength concrete columns leads to higher cracking and ultimate load capacities, higher strength and ductility and lower strains in the transverse reinforcement of the tested columns compared with those in the high strength concrete column without fibers.

3- Providing plain round steel fibers to high strength concrete columns yields to lower cracking and ultimate load capacities, higher strength and ductility, lower transverse reinforcement strain in the beginning of applying the loads converted to very high values compared with those in the high strength concrete columns without fibers.

4- The use of Harex steel fibers with end hooked shape significantly improves the behavior of high strength concrete columns compared with that for high strength concrete columns with plain round steel fibers.

5- Addition of Harex or plain round steel fibers to high strength reinforced concrete columns produces higher strains in the vertical reinforcement.

6- Providing steel fibers to normal, medium and high strength concrete columns leads to higher strength and ductility in the columns with lower concrete compressive strength than those with higher concrete compressive strength.

volumetric ratio of steel fibers, the use of Harex steel fibers leads to higher strength and ductility. It can also be seen that the strength and ductility measures are increased for specimen with lower concrete compressive strength compared with those with high strength concrete. This means that adding steel fibers to lower concrete strength produces better performance than adding steel fibers to the high strength concrete.

Table 5- Strength and ductility measures

Specimen	f_{cc} (kg/cm^2)	f_{co} (kg/cm^2)	Δf_c (kg/cm^2)	K_c	D_{85}	D_{50}
C1	960	736	224	1.30	1.07	1.11
C2	1050	744	306	1.41	1.32	1.49
C3	1075	704	372	1.53	1.35	1.51
C4	1114	596	518	1.87	1.36	1.78
C5	890	607	283	1.47	1.19	1.36
C6	890	580	310	1.53	1.35	1.77
C7	810	526	284	1.54	1.36	1.56
C8	355	218	137	1.63	1.41	1.61

6.4. Transverse Reinforcement Strains

The effect of the type of steel fibers, contents of steel fibers for the different types and the concrete compressive strengths on the strains in the transverse reinforcement is shown in Fig. 4. As can be seen, the use of Harex steel fibers yielded to lower strains in the transverse reinforcement compared with those in specimen without fibers. It can be noticed also that increasing the volumetric ratio of Harex steel fibers reduces the transverse reinforcement strains. This may be due to the fact that steel fibers resist a part of the lateral forces and therefore reducing the strains in the transverse reinforcement. As shown in Fig (4), adding plain round steel fibers to the high strength concrete reduced the strains in the transverse reinforcement till a certain limit, then, the transverse reinforcement strains were increased compared with that in the high strength concrete specimen without fiber. This can be explained as follows: In the beginning of loading, the plain round steel fibers resisted the lateral pressure together with the transverse reinforcement, then, at higher load levels and due to the smooth end shape of fibers a slippage occurred leading to higher lateral deformations. From the test results, it can be easily realized that, for the same volumetric ratio of steel fibers, using Harex steel fibers significantly reduces the lateral transverse reinforcement strain compared with those in the high strength concrete specimens with plain round steel fibers particularly at higher applied load levels. As expected, adding Harex steel fibers to high strength concrete reduced the lateral deformations and the transverse reinforcement strains compared with those in specimens with both Harex steel fibers and low concrete compressive strength.

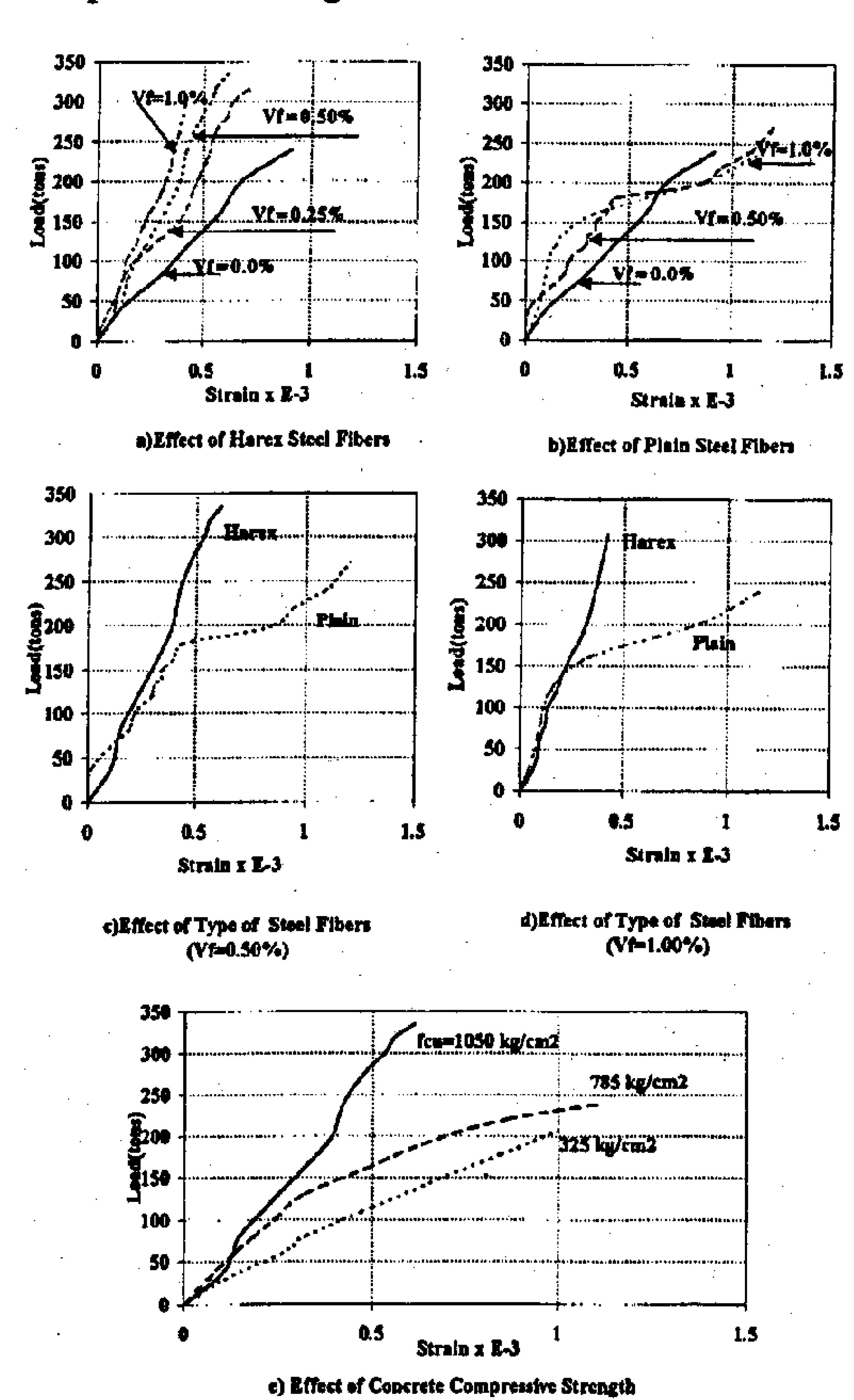


Fig. 4- Effect of the different parameters on the transverse reinforcement strains.

6.5. Vertical Reinforcement Strains

The effect of the studied parameter on the vertical reinforcement strains is shown in Fig. (5). As can be seen in Fig. (5), the use of either Harex or plain round steel fibers with different volumetric ratios leads to higher strains in the vertical reinforcement. This can be attributed to the fact that adding steel fibers yields to higher percentage of internal defects due to voids in the mixture or fiber slippage during loading. However, for the same fiber volumetric ratio, using Harex steel fibers leads to lower strains in the vertical reinforcement compared with those in specimens

where,

P_c is the applied load carried by concrete only.

P_s is the applied load carried by vertical reinforcement

P_t is the total applied load.

It should be noted here that the load carried by the vertical reinforcement can be estimated through the given reinforcement area and the actual recorded stresses in the reinforcement. As can be seen in Fig. (3), adding steel fiber to the high strength concrete changed the behavior from brittle to ductile one. This result is considered to be one of the major objectives of providing steel fibers to the mixture of high strength concrete .It can also be noticed that the pre-peak and the post-peak behaviors are significantly improved when either Harex or plain steel fibers were added. However, the use of Harex steel fibers leads to better behavior than that when the plain steel fibers were utilized. When the Harex steel fibers were provided to normal, medium and high strength concrete, it has been found that a significant improvement in the ductility of the columns with normal strength concrete is observed compared with that in the medium and high strength concrete.

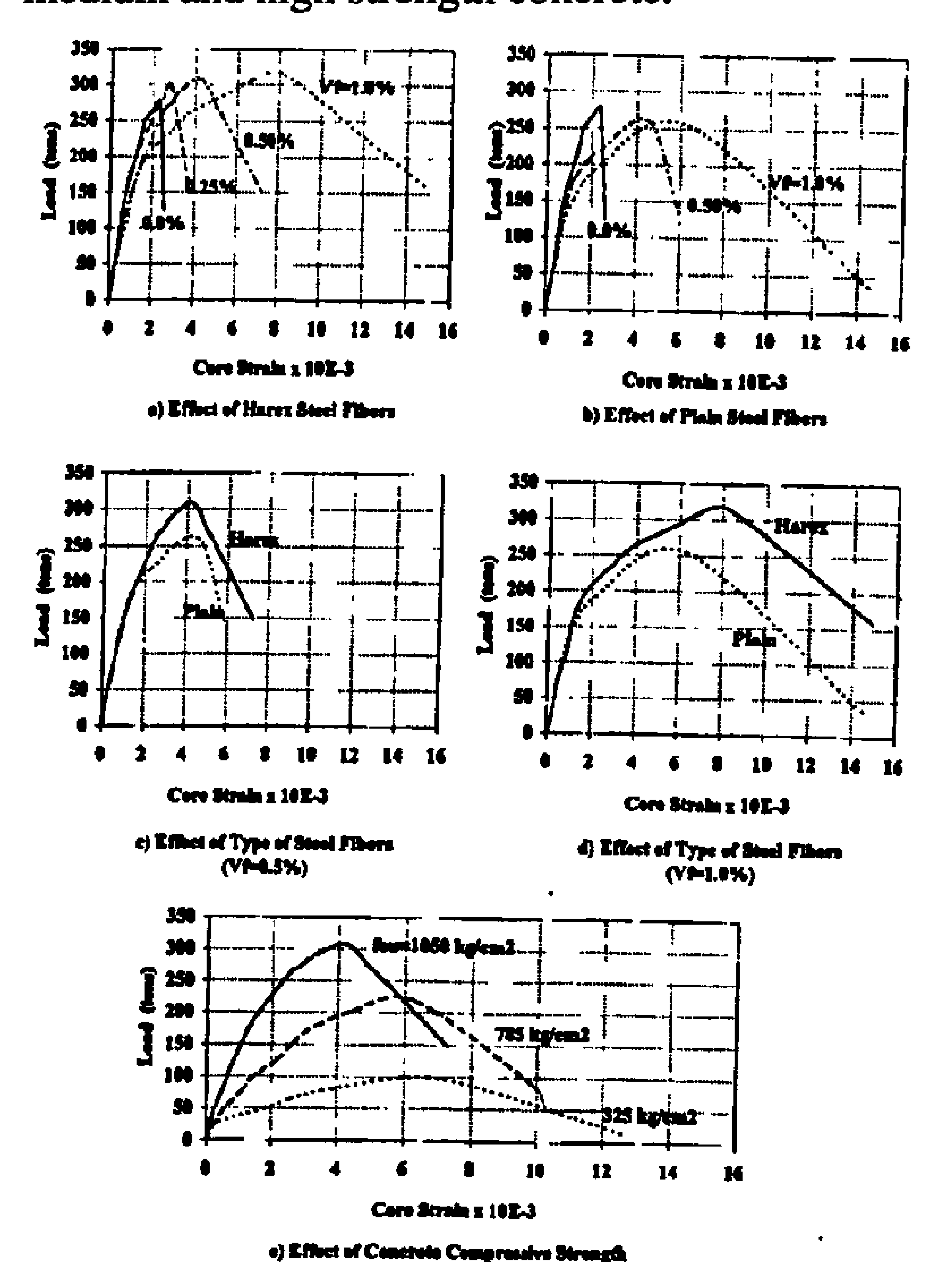


Fig. 3- Effect of the different parameters on the axial concrete load- axial concrete core strain.

6.3. Strength and Ductility

The strength of the tested columns was evaluated using two different measures [3,4]. The two measures K_c and Δf_c can be obtained as follows: .

$$K_c = f_{cc} \; / \; f_{co} \tag{2}$$

$$\Delta f_c = f_{cc} - f_{co} \tag{3}$$

where,

K_c is called the effective confinement.

Δf_c is the gain of the confined concrete core strength .

f_{cc} is the maximum confined concrete core strength

f_{co} is the unconfined concrete strength.

The maximum confined concrete core strength, f_{cc}, can be calculated by dividing the maximum applied load carried by concrete only using Eq. (1) by the core area. The unconfined concrete strength, f_{co}, is taken 0.67 times the concrete cube strength f_{cu} [3]. Similarly, two different ductility measures [3,5] were used to evaluate the ductility of the tested columns. The ductility of column can be evaluated through the ratio between the axial confined concrete core strain at certain level of loading on the descending part to the axial confined concrete core strain corresponding to the ultimate load carried by concrete. The ductility measures D_{85} and D_{50} are defined as follows [3,5]:

$$D_{85} = \varepsilon_{85P} / \varepsilon_{cc} \tag{4}$$

$$D_{50} = \varepsilon_{50P} / \varepsilon_{cc} \tag{5}$$

where,

ε_{cc} is the axial confined concrete core strain at the ultimate load

ε_{85p} is the axial confined concrete core strain at 85 % of the ultimate load

ε_{50p} is the axial confined concrete core strain at 50 % of the ultimate load

The strains ε_{85p} and ε_{50p} should be measured on the descending part for the axial load-axial concrete core strain relationship shown in Fig. (3). The strength measures, K_c and Δf_c and the ductility measures, D_{85} and D_{50} are calculated for all tested columns and given in Table (5). As can be seen in Table (5), the strength and ductility measures are significantly increased when either Harex or plain round steel fibers were provided to the high strength concrete. However, for the same

strain, strength and ductility of the tested columns and strains in vertical and transverse reinforcement. The effect of the studied parameters on the test results will be explained.

6.1 Cracking and Ultimate Loads

The observed cracking and ultimate load capacity for the tested columns are given in Table (4). The effect of the studied parameters on the cracking and ultimate loads is also shown in Fig. (2). As can be seen in Table (4) and Fig. (2), the cracking load for high strength reinforced concrete columns with plain or Harex steel fibers is found to be (0.89~0.96) times the ultimate load capacity. This ratio decreases for high strength column without fibers or for the normal strength concrete column with fibers. It can be easily noticed that adding Harex steel fibers leads to higher cracking and ultimate load capacity compared with those in the high strength column without fibers. On contrast, adding plain round steel fibers yields to lower cracking and ultimate load capacity compared with those in the high strength column without fibers. From Table (4), it can be found that when the volumetric ratios of the added Harex steel fibers were V_f=0.25,0.50 and 1.00%, the ultimate load capacity was increased by 3.0, 8.0 and 10% compared with that for high strength concrete column without fibers. On the other hand, adding plain round steel fibers to the high strength concrete mixture by V_f=0.50 and 1.00 % reduced the ultimate load capacity by 10 and 11.30%, respectively, compared with that for high strength concrete column without fibers. From Table (4) and Fig. (2), it can also be seen that for the same volumetric ratio of steel fibers, adding Harex steel fibers yields to higher cracking and ultimate load capacities than those with plain round steel fibers. For the same volumetric ratio V_f=0.50 and 1.00 %, the ultimate load capacities for the columns with plain round steel fibers were 0.84 and 0.80 those with Harex steel fibers, respectively. As expected, reducing the concrete compressive strength yielded to lower cracking and ultimate loads.

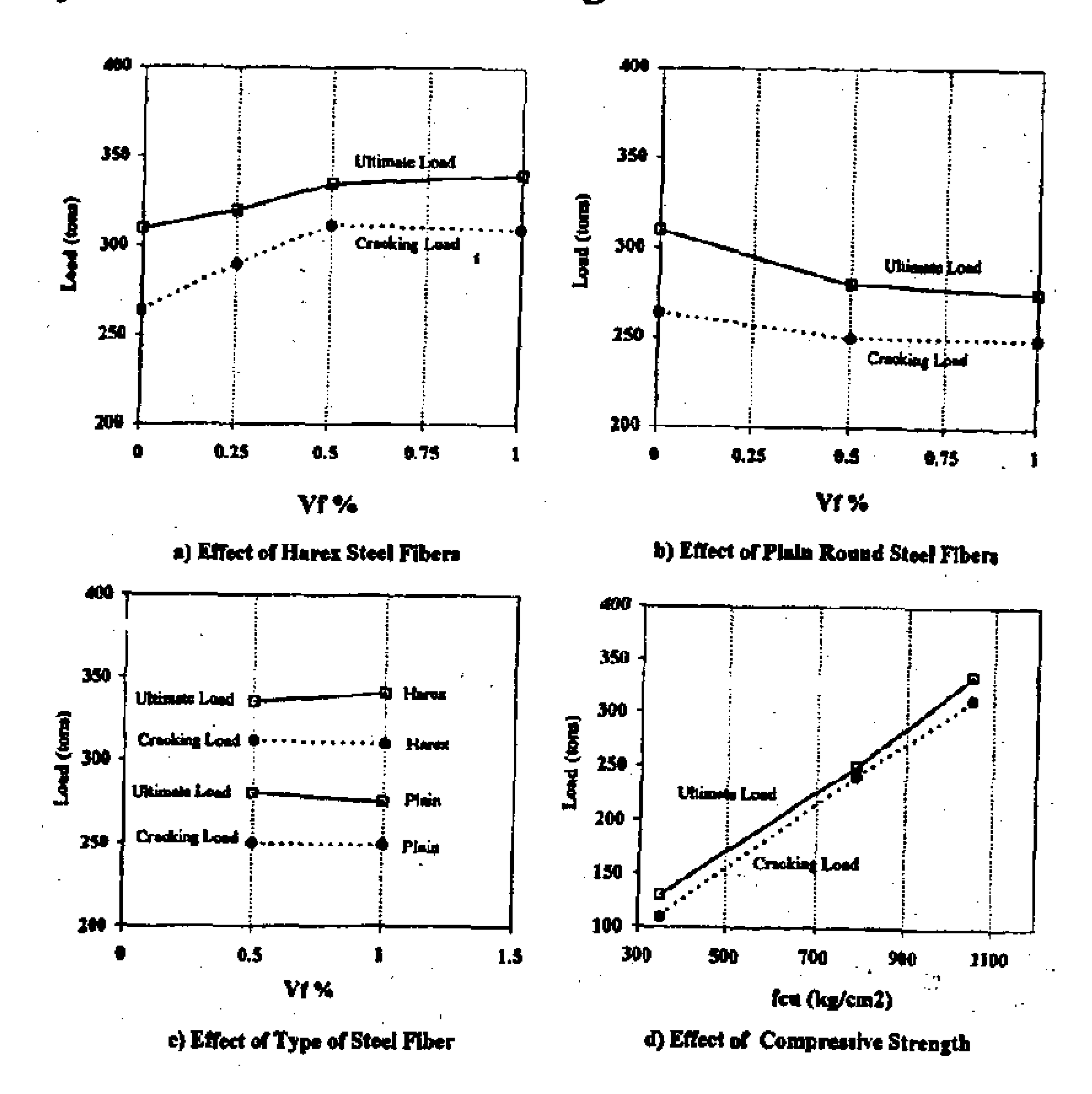


Fig. 2- Effect of different parameters on the cracking and ultimate loads.

Table 4- Cracking and ultimate loads

Specimens	f_{cu} (kg/cm^2)	Type of Fibers	V_f%	P_{cr} (tons)	P_u (tons)	P_{cr}/P_u
C1	1098	-	0.0	264	310	0.85
C2	1110	Harex	0.25	290	320	0.91
C3	1050	Harex	0.50	312	335	0.93
C4	889	Harex	1.00	310	340	0.91
C5	906	Plain	0.5	250	280	0.89
C6	886	Plain	1.00	249	275	0.91
C7	785	Harex	0.50	241	250	0.96
C8	350	Harex	0.5	110	130	0.85

P_{cr} = Cracking load
P_u = Ultimate load
V_f = Volumetric ratio of steel fibers

6.2. Axial Load -Axial Concrete Core Strains

The relationship between column axial load carried by concrete only and the axial concrete core strain for all tested columns were plotted and given in Fig. (3). The axial concrete core strain represents the average value of the recorded strains along the column faces using the galvanized steel bars mentioned before in the measuring instruments. The axial load carried by concrete, P_c, at any applied load level, P_t, can be easily calculated by subtracting the carried load by vertical reinforcement, P_s, from the total applied load as follows:

$$P_c = P_t - P_s \quad (1)$$

kg/cm^2, while that for transverse reinforcement was 3180 kg/cm^2. The detailed description for the material proportions and the conducted tests on used cement, fine and coarse aggregates are given in ref. [3].

Table 1- Mix proportions for different concrete strengths

Compressive strength (kg/cm^2)	Cement (kg)	Silica fume (kg)	Crushed dolomite (kg)	Sand (kg)	Water (liter)	Super-plasticizer (liter)
900	391	69	1246	623	115	15.8
600	450	0	1260	630	115	15.8
300	350	0	1384	692	90	0

3. TESTED SPECIMENS

Eight square reinforced concrete columns were tested under the effect of axial compressive loads. All tested columns had 150 cm total height and 20x20 cm cross sectional area. All specimens were vertically reinforced by 4Y16 and horizontally provided with ties 8mm @ 8-cm. Figure (1) shows the typical tested specimens. Different types of steel fibers with different volumetric ratios were provided to the concrete mixtures with variable compressive strength. Table (2) gives the full description for all tested columns.

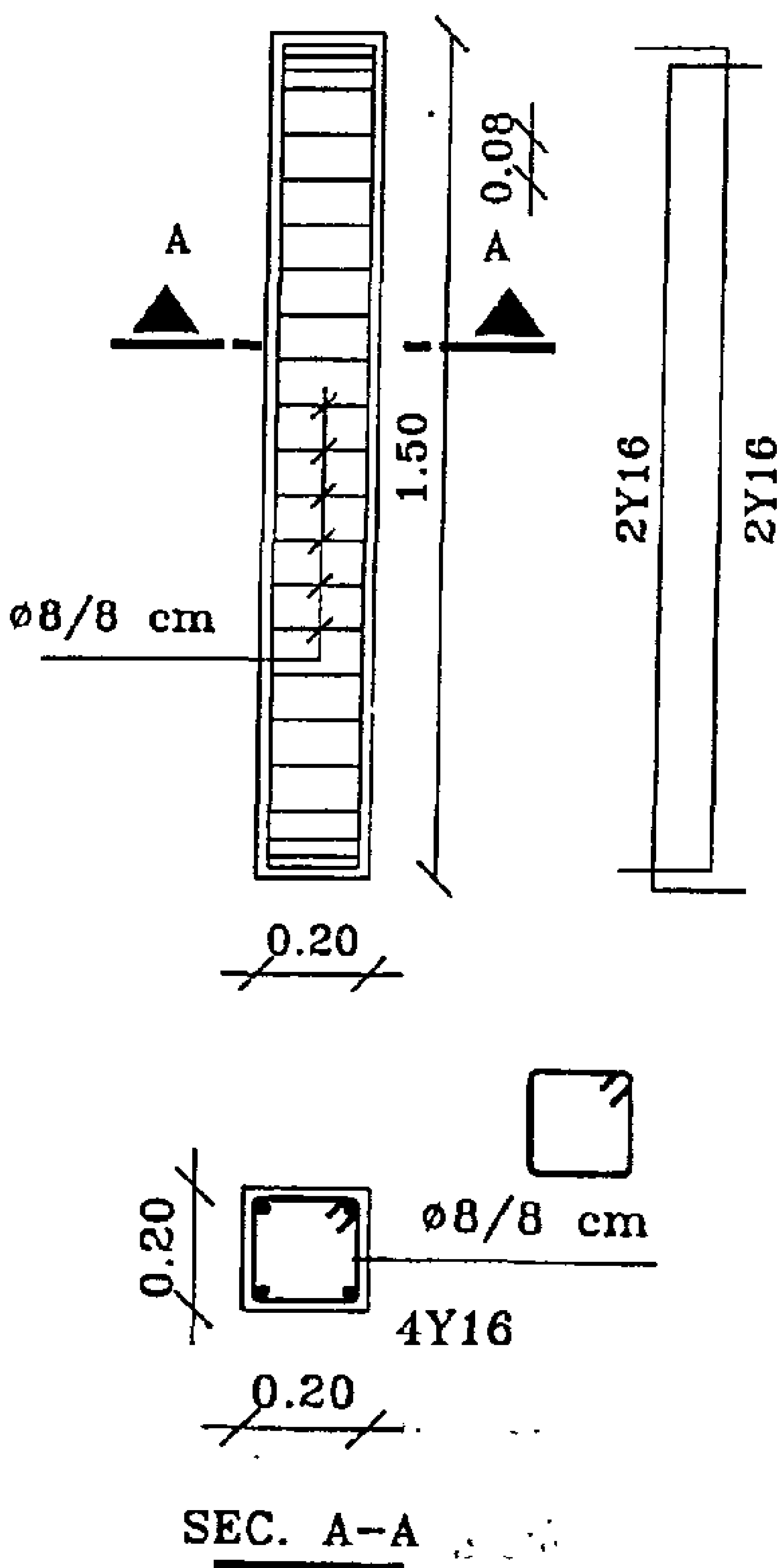


Fig. 1- Typical tested specimen.

Table 2- Description of specimens

Specimen	f_{cu} (kg/cm^2)		Types of steel fibers	Volumetric ratio V_f%
	Target	Actual		
C1	900	1098	-	-
C2	900	1110	Harex	0.25
C3	900	1050	Harex	0.50
C4	900	889	Harex	1.00
C5	900	906	Plain round	0.50
C6	900	886	Plain round	1.00
C7	600	785	Harex	0.50
C8	300	350	Harex	0.50

4. CLASSIFICATION OF SPECIMENS

The effect of the type of steel fibers and the volumetric ratio of the different types of steel fibers on the overall behavior of normal, medium and high strength reinforced concrete axially loaded columns is investigated. To achieve this purpose, the tested columns were classified into five groups A, B, C, D and E as shown in Table (3).

Table 3- Classification of specimens

Group	Column	f_{cu} kg/cm^2	Type of fibers	V_f %
A	C1	1098*	–	0.00
	C2	1110*	Harex	0.25
	C3	1050*	Harex	0.50
	C4	889*	Harex	1.00
B	C1	1089*	--	0.00
	C5	906*	Plain round	0.50
	C6	886*	Plain round	1.00
C	C3	1050*	Harex	0.50
	C5	906*	Plain round	0.50
D	C4	889*	Harex	1.00
	C6	886*	Plain round	1.00
E	C3	1050*	Harex	0.50
	C7	785	Harex	0.50
	C8	350	Harex	0.50

*specimens were designed to have 900 kg/cm^2 concrete compressive strength.

5. MEASURING INSTRUMENTS

The strains in both vertical and transverse reinforcement were measured by using 10 mm electrical strain gauges. To have continuous readings for vertical concrete strains after spalling of the cover, 8 mm galvanized steel bars were embedded at the centerline of column every 200 mm of column height and an extensometer with 200 mm length was used to measure the vertical concrete core strain mechanically.

6. TEST RESULTS

The test results include the cracking and the ultimate loads, axial load-axial concrete core

EFFECT OF STEEL FIBERS ON THE BEHAVIOR OF HIGH STRENGTH RC COLUMNS

By
Eng. A.A. HASSAN*, Dr. A.M. FARAHAT**, Dr.A.H. EL ZANATY***

ABSTRACT

The increase of concrete strength is usually associated with sudden and violent failure, which indicates reduction of the material ductility. This inverse relation between strength and ductility can be improved by use of discontinuous fibers. This research work is experimentally conducted to obverse the effect of steel fibers on the behavior of high strength RC columns subjected to axial compressive loads. Eight square RC columns were tested in order to investigate the effect of type of steel fibers, volumetric ratio of steel fibers and concrete compressive strength on the overall behavior of the axially loaded high strength RC columns. The overall behavior includes cracking and ultimate loads, concrete core strains, vertical and horizontal steel strains, strength and ductility of the tested columns. The obtained results would be very useful in the practical design for reinforced concrete structures.

KEYWORDS: High strength, Steel fiber, Concrete, Columns.

1-INTRODUCTION

High strength concrete is being used in the construction of buildings. One major drawback of high strength concrete is that it is brittle. The failure will be sudden and catastrophic, particularly in structures, which are subjected to earthquakes, blast, or suddenly applied loads. An ideal solution to overcome this serious disadvantage of high strength concrete is to add steel fibers to concrete mixtures. It has been established that the addition of steel fibers significantly improves the ultimate capacity, the post-peak behavior, impact resistance and failure toughness [1]. High strength concrete with and without fibers posses properties significantly different from normal strength concrete. During the last two decades, a tremendous progress in the development of using fibers to improve the performance of normal strength concrete has been witnessed [1,2].

On contrast, less attention has been paid to observe the behavior of high strength concrete with steel fibers. The current research work is basically conducted to observe the influence of adding steel fibers on the overall behavior of the axially loaded high strength reinforced concrete columns. Two types of steel fibers were used in this research work. The first type is the plain round steel fibers with aspect ratio l/d=100. The second type is called Harex steel fibers with rectangular section and hooks at both ends. The equivalent aspect ratio of Harex steel fibers was l/d=100. The effect of the volumetric ratio V_f % of each type in the concrete mixture is also investigated. For plain round steel fibers, the used volumetric ratios were V_f %=0.0, 0.50 and 1.0. For Harex steel fibers, the studied volume contents were V_f %=0.0, 0.25, 0.50 and 1.0. Three different values for concrete compressive strength were used in order to observe the effect of using steel fibers on the tested columns with different compressive strengths. These values were f_{cu}=300, 600 and 900 kg/cm^2 which represent normal, medium and high strength concrete, respectively. It has been concluded that the studied parameters significantly affect the overall behavior of high strength reinforced concrete columns.

* Assistant Lecturer, Housing & Building Research Center, Cairo.
** Associate Professor, Structural Engineering Department, Cairo University.
*** Professor, Structural Engineering Department, Cairo University

2. MATERIAL PROPERTIES

Trial mixes were designed to produce concrete compressive strength of 300, 600 and 900 kg/cm^2. Table (1) shows the used mix proportions for the investigated concrete strengths. The yield stress for vertical reinforcement of tested columns was 4795

β Expansion coefficient, $^{o}K^{-1}$
ε Emissivity, dimensionless.
λ Convective coefficient, dimensionless.
μ Dynamic viscosity of air, N. s /m^2
ν Kinematic viscosity of air
σ Stefan-Boltzman constant, w / m^2 $^{o}K^4$

REFERENCES

1- *G.O.G Lof, Recent Investigation in the Use of Solar Energy for Cooking., Solar Energy, Vol. 7, No. 3, 1963*

2- *J.S. Vaishya, T.C. Tripathi, D. Singh, R.H. Bohawalkar and M.S. Hegde,"A Hot Box Solar Cooker, Performance Analysis and Testing", Energy Convers. Mgmt., Vol. 25, No.3, PP. 373-379, 1985.*

3- *N.M. Nahar, "Performance and Testing of an Improved Hot Box Solar Cooker ", Energy Convers. Mgmt., Vol. 30, No. 1, PP. 9-16, 1990*

4- *M.E. El-Swify and W.H. Tadros., " Enhancement of Energy Input to Solar Box Cooker", Cairo International Conference, Oct. 1994.*

5- *G.N. Tiwari and Y.P. Yadav., "A New Solar Cooker Design", Energy Convers. Mgmt Vol .26, No..1, PP. 41-42, 1986*

6- *A.M.A. Khalifa, M.M.A. Taha and M. Akyurt.,"An Energy Thrifty Solar Cooker-the Mina Oven", Solar and Wind Tech., Vol.1, No.2, PP. 81-91,1984*

7- *S.H. Soliman.," Optimization of Energy Input to Solar Box Cooker", J. of Inst. of Engg. India, Vol. 72, PP.4-7,1991*

8- *T.C. Kandpal and S.S. Mathur., "The Economics of Box Type Solar Cookers. Energy Convers", Mgmt, Vol 26, No .2, PP. 233-235,1986*

9- *" How to Build and Use a Solar Box Cooker", Courtesy of Solar Box Cookers International Sacramental, California, U.S.A*

10- *S.H. Soliman, E.A. El-salam and M.Z Metias.," Optimization of Energy Input to A Solar Box Cooker", J. of Inst. of Engg. India, Vol. 72, PP. 36-40, 1991*

11- *S.A. Channiwalu and N.I. Doshi, "Heat Loss Coefficient for Box Type Solar Cookers", J. of Solar Energy, Vol. 42, No. 6, 1989*

12- *M. Mikheyev, "Fundamental of Heat Transfer", 1969.*

13- *J. Hawkins., "Elements of Heat Transfer", 3rd Edition New York, John Wiley & sons, London p. 136.*

14- *W.H. Mc Adams., "Heat Transmission", Mc-Graw-Hill Series in Chemical Engg. P.172*

Table 3- Experimental Test Results of Wall No. 1 to 14

Wall No.	T_g, °C	T_A, °C	T_T, °C	T_R, °C	R_T, units
1	95	25.0	75.4	44.4	0.32
2	94	25.0	58.0	43.5	0.90
3	94	24.5	68.2	43.0	0.48
4	93	23.0	52.7	42.0	1.11
5	93	23.0	62.3	42.0	0.64
6	95	26.0	54.8	44.5	1.14
7	94	25.0	54.0	43.0	1.10
8	93	24.5	62.5	42.7	0.56
9	93	23.0	47.7	42.0	1.50
10	90	25.0	51.6	42.0	1.18
11	92	27.0	50.8	44.2	1.42
12	95	25.0	52.7	44.0	1.25
13	93	23.0	44.9	42.0	1.80
14	92	22.0	44.7	41.0	1.70

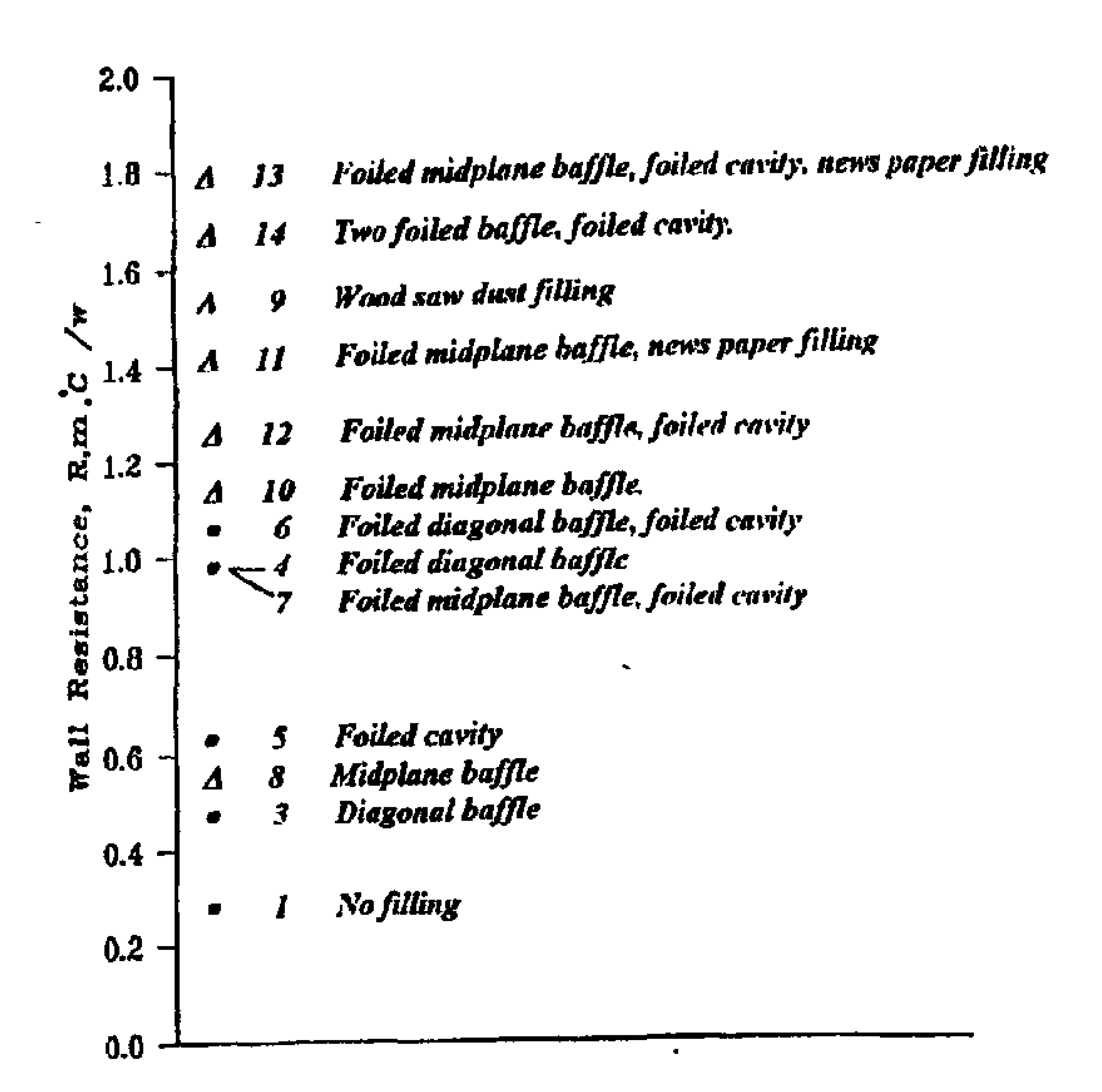


Fig. 5- Experimental Values Of Test Wall Resistances. Circles and triangles represent 5 and 10 cm wall spaces

CONCLUSION

The results of the present investigation suggest certain conclusions on the wall construction to achieve an acceptable wall resistance for inexpensive and efficient solar box cooker:

1- The curve in Fig. 2, indicates cooking at or above 100° C would require a wall resistance of about 1.0 unit (1.0 m^2 ° C / w) or more.

2- The results illustrated in Fig. 5 indicate that 5.0 cm wall with no filling or 10.0 cm wall with one baffle mid plane will not achieve 100°C with solar condition of even 1200 w/ m^2

3- For wall space of 5.0 cm, foiled baffle and foiled cavity provides a resistance of about 1.14 units. These results illustrate the importance of reflective material like foil to achieve a satisfactory wall resistance even for 5.0 cm wall space.

4- Filling the space between walls with any material tested is better than leaving the wall void.

5- With crumpled newspaper filling, the density or amount of newspaper per volume has an effect on the resistance.

6- Inserting an aluminum foil covered card board baffle in the wall space significantly increase the resistance, for example, insertion of one foiled baffle in the 5.0 cm wall gives a 73.0 % increase in resistance compared to no baffle and no filling (walls No. 4 and 5). Inserting two parallel foiled baffle in the wall space further increases the resistance, compared to one foiled baffle by about 36.0 % (wall No. 12 and 14).

7- A foiled diagonal baffle (extending from top of inner layer to bottom of outer layer is about as effective as a foiled parallel baffle in the mid plane (wall No. 4 and 7). But the diagonal baffle may be attractive because of its contribution to structural strength of the box.

8- To achieve a higher wall resistance greater than 1.5 units, either two foiled baffles (wall No. 14) or a combination of one foiled baffle with a good filling material such as high density crumpled newspaper are required.

9- Overall, the results show that effective solar box cookers can be constructed of cardboard, a sheet of glass and various other materials that can be obtained readily at low cost in many parts of the world.

NOMENCLATURE

C_p Specific heat, w /m ° C
g Gravitational acceleration, m/ sec^2.
G_r Grashof number, dimensionless.
H Vertical height of the test wall, m
K Thermal conductivity, w /m ° C
K_e Effective thermal conductivity, w /m ° C
P_r Prandtle number, dimensionless.
α Thermal diffusivity of air,

$$R_1^{\backslash} = R_2^{\backslash} = R_1 = R_2 \ , \ \frac{R_1^{\backslash}}{R_R} = \frac{R_2^{\backslash}}{R_R}$$

Which is equal to 0.82/ 2.18 = 0.376, and T_T, T_R, T_B and T_A are directly measured, the uncorrected resistaace of the tested wall R_T could be obtained from Eq. 13. An approximate heat flux through the test wall q_{test} is found by using the following Equation,

$$q_{test} = \frac{T_B - T_A}{R_T + R_1} \qquad (14)$$

The outer wall surface temperature T_s is obtained from,

$$q_{test} = \frac{N_u K}{H}(T_s - T_A) + \varepsilon\sigma(T_s^4 - T_A^4) \qquad (15)$$

where, The Nusselt number for free convection is given by, [13 , 14]

$$N_u = 0.59\left[\frac{H^3 g(T_s - T_A)}{T_A \gamma \alpha}\right]^{0.25} \qquad (16)$$

Solving for surface temperature, T_s, hence the surface resistance R_{s1} is given as ,

$$R_{s1} = \frac{T_s - T_A}{q_{test}} \qquad (17)$$

Then, $R_1^{\backslash} = R_1 + R_{s1}$

Similarly , $R_2^{\backslash}$ could be found. With these two values, Eq. 13 is used to get the corrected value of R_T. It was found that the corrected value of R_T differs from the uncorrected one by about 3.0 to 6.0 %. In operation, the top of the box is removed and the selected test wall is installed.

Experimental Results

A cardboard for the box material used for backing and shipping has a wide distribution and availability allover the world. This type of cardboard is an excellent candidate for thermal and structural material for inexpensive solar box cooker. It was found that the box cooker made of corrugated cardboard has a long life if it is handled with care and stored after use away from severe climatic conditions. The technique of constructing the solar box cooker from corrugated cardboard is being promoted in developing countries. The cooker constructed has side walls consisting of two layers of cardboard of which the space between may contain a fill material or baffles to increase the heat transfer resistance.

The various fill materials used in the testing program were materials that conceivably would be available in developing countries at reasonable or no cost. Measurements of thermal resistance were performed with fourteen walls. The specifications of these walls are given in Tables 1 and 2. The results of tests are given in Table 3. The ratio of the test wall resistance to reference wall resistance was obtained as discussed before for the various

of R_R = 2.18 unit of resistance was used for the reference wall resistance. The experimental values of test wall resistance are shown in Fig. 5

Table 1- Wall Specifications and Filling Materials, Wall Cavity Spaced 5.0 cm apart:

Wall No.	Specifications and Filling Materials
1	No filling materials in the wall cavity
2	Wood saw dust filling the wall cavity
3	Diagonal sheet of cardboard extending from top of the inner wall to bottom of the outer wall
4	Same as No. 3 , but the diagonal sheet was foiled on both sides.
5	Same as No. 1, but the inner and outer surface of wall cavity facing each other were lined with foil.
6	Same as No. 4 , but the inner and outer surface of wall cavity facing each other were lined with foil.
7	One foiled cardboard sheet in the midplane of the wall cavity and the inner and outer surface of the wall cavity facing each other were lined with foil.

Table. 2- Wall Specifications and Filling Materials, Wall Cavity Spaced 10.0 cm apart:

Wall No.	Specifications and Filling Materials
8	One parallel cardboard sheet in the midplane of the wall cavity.
9	Wood saw dust filling the wall cavity
10	Same as No. 8 , but lined from both sides with foil
11	Same as No. 10 , but with crumpled newspaper filling both cavities (2 cavities, spaced 5.0 cm apart)
12	Same as No. 10 , but the inner and outer layer of the wall cavity were lined with foil.
13	Same as No. 11, but the inner and outer layer of the wall cavity were lined with foil
14	Two cardboard sheets, both foiled on both sides, parallel to and equally spaced in the wall cavity and the surfaces of the inner and outer layers of the wall cavity were lined with foil.

relatively important. Since the resistances R_1 and R_2 are equal, the temperature difference (T_T - T_R) is a measure of how much R_T differ from R_R for a special case, when R_T = R_R, the temperature difference would be zero. An expression for calculating R_T in terms of known resistance and measured temperature is developed in the next article.

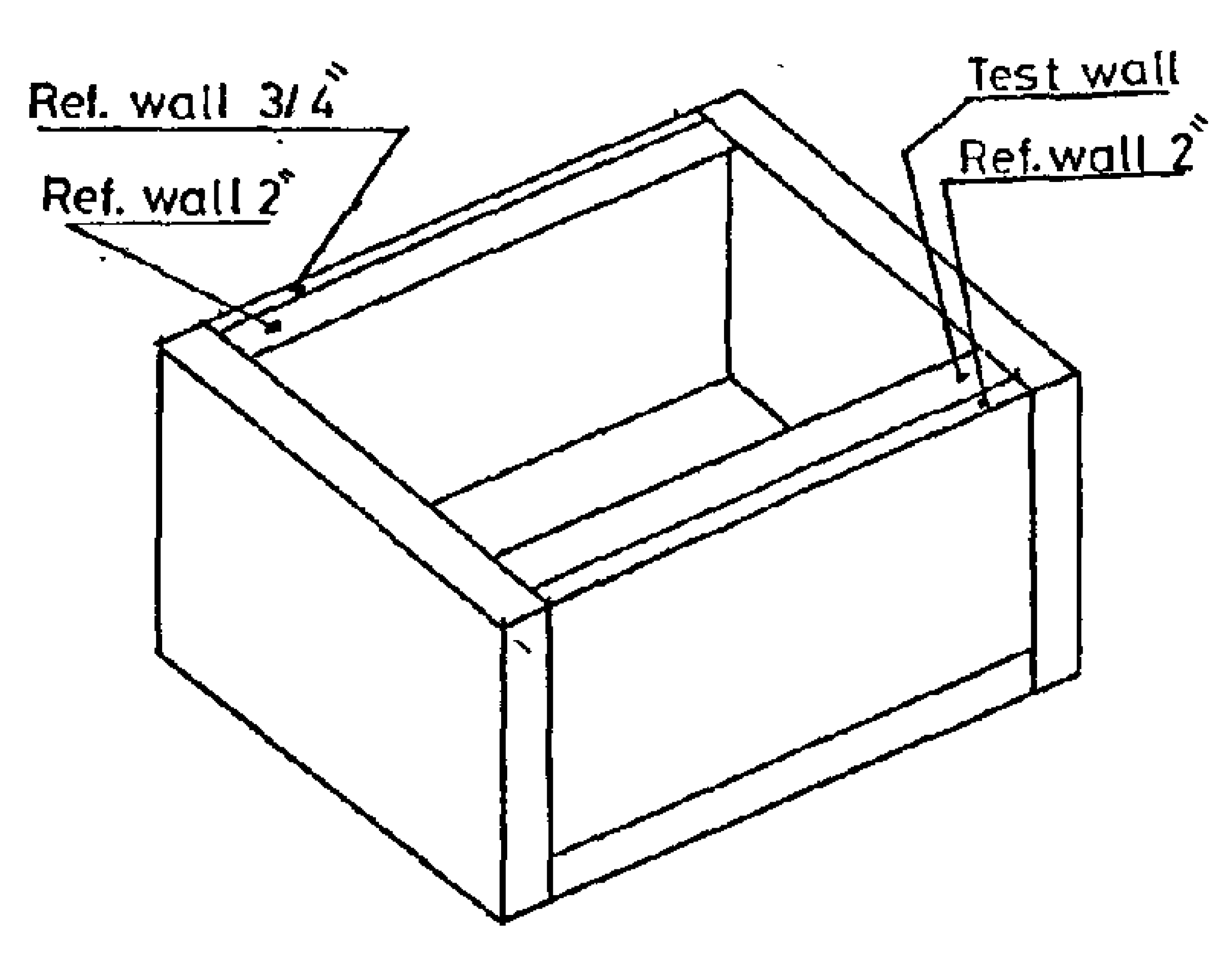


Fig. 3- Diagram of the experimental test set-up, the electric heater is not shown.

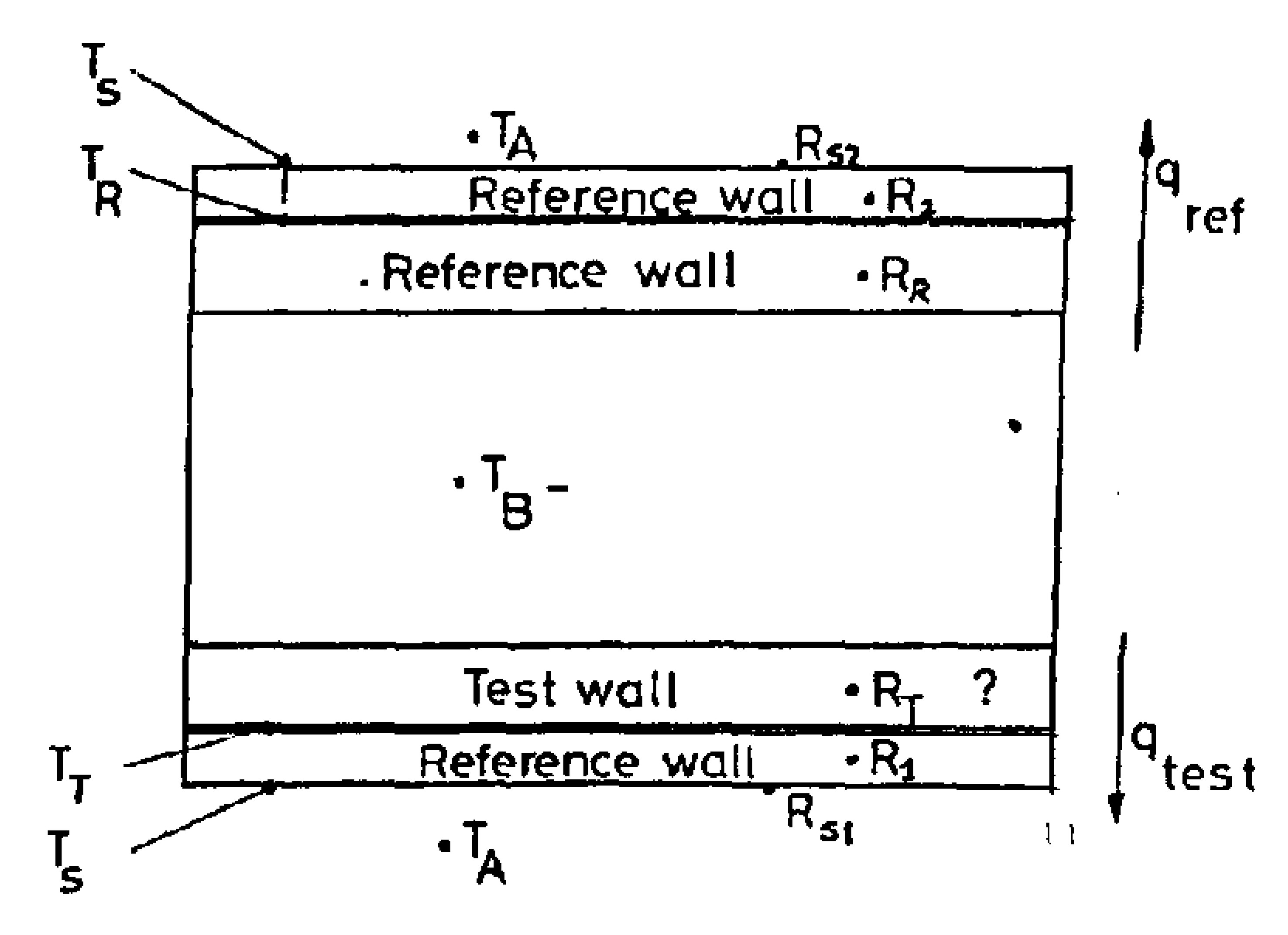


Fig. 4- Crossectional view of the test set-up showing the points of the measured different temperature.

DETERMINATION OF UNKNOWN RESISTANCE IN TERMS OF KNOWN RESISTANCES AND MEASURED TEMPERATURES

In addition to the wall interior resistances, between the outside surfaces of walls R_1 and R_2 and the ambient, the surface resistances are due to the convective and radiative film coefficient to ambient, so, the total resistance of the outer walls will be:

$$R_1' = R_1 + R_{s1} \tag{6}$$

and

$$R_2' = R_2 + R_{s2} \tag{7}$$

In steady state , assuming one dimensional heat flow , the heat flux (q_{ref}) is the same through R_R and R_2' and the heat flux (q_{test}) is the same through R_T and R_1' Inside the box, the surface film coefficient or inside surface resistances are assumed to be small and equal for both reference and test walls. With these assumptions, the following mathematical derivation are given below:

$$\frac{T_R - T_A}{R_2'} = \frac{T_B - T_A}{R_R + R_2'} \tag{8}$$

and

$$\frac{T_T - T_A}{R_1'} = \frac{T_B - T_A}{R_T + R_1'} \tag{9}$$

From Eqs. 8 and 9, one can get after some manipulation,

$$T_T = \frac{\frac{R_1'}{R_R}(T_B - T_A)}{\frac{R_T}{R_R} + \frac{R_1'}{R_R}} + T_A \tag{10}$$

$$T_R = \frac{\frac{R_2'}{R_R}(T_B - T_A)}{\frac{R_T}{R_R} + \frac{R_2'}{R_R}} + T_A \tag{11}$$

From Eqs. 10 and 11, and divide by (T_B - T_A), hence,

$$\frac{T_T - T_R}{T_B - T_A} = \frac{\frac{R_1'}{R_R}}{\frac{R_T}{R_R} + \frac{R_1'}{R_R}} - \frac{\frac{R_2'}{R_R}}{1 + \frac{R_2'}{R_R}} \tag{12}$$

After some manipulation, (R_T / R_R) is given as ,

$$\frac{R_T}{R_R} = \frac{R_1'}{R_R}\left[\left(\frac{T_T - T_s}{T_B - T_A} + \frac{\frac{R_2'}{R_R}}{1 + \frac{R_2'}{R_R}}\right)^{-1} - 1\right] \tag{13}$$

By the assumption that the outside surface resistances R_{s1} and R_{s2} are small and equal, then,

cavities or air spaces (2.5 cm each).The convective currents are somewhat impeded. For the first layer (R_1) is calculated to be equal to 0.3875 unit and for the second layer (R_2) is 0.34 unit and the overall resistance (in series),would be equal to 0.73 unit. By this simple illustration, the wall resistance increases from 0.413 unit to 0.73 unit. Theoretically, if many planes are inserted, the overall resistance would approach that of stagnant air layer (L / K) or 0.05 / 0.025 = 2.0 units.

Practically, for large numbers of parallel planes will introduce the possibility of the planes moving and touching each other, which would reduce the resistance by conduction. The radiation heat loss across the wall cavity (q_r) is given by,

$$q_r = \epsilon\, \sigma \left(T_1^4 - T_2^4\right) \quad (4)$$

The emissivity (ε) varies from low values of less than 0.1 for polished metals to about 0.9 for wood, paper, etc. The relative importance of radiation in the cavity discussed above is assessed by comparing the radiation heat flux (q_r) and the convective heat flux (q_c) using emissivity of 0.9 (paper wall) and cavity spacing of 5.0 cm, hence, q_c =194.0 w / m^2 with convective resistance R_c = 0.361 unit compared to q_r = 539 w /m^2 for radiative resistance of 0.13 unit. Then the total resistance (in parallel) is given as,

$$R_{total} = \frac{R_c R_r}{R_c + R_r} \quad (5)$$

or, $R_{total} = 0.0955$ unit.

The radiation could be reduced either by using material of low emissivity (using wall lined by household aluminum foil of ($\varepsilon = 0.1$) or intserting parallel planes radiation shield in the wall space. For the case of using wall lined by material of ε = 0.1 , the radiation flux instead of 539.0 w / m^2 will be reduced to 59.88 w / m^2, which is less than the convective heat flux. Hence, the total resistance (using Eq. 5) becomes 0.276 unit or about three times as much as before. For the case of inserting parallel plane radiation shields in wall spaces, the radiation flux reduces by half (for one parallel shield mid way). Hence for two plates introduced will diminish the radiative flux by one third. Three plates will reduce the radiative flux by one fourth and (n) plates to (n+ 1) times. Thus, radiation heat transfer may be reduced as much as required by employing an appropriate number of plates [12]. For example, with emissi-vity (ε) of 0.1 at each wall, inserting one parallel plane, with emissivity of 0.1 at the mid plane of the wall will reduce the radiation by half, in addition to reducing the convection since there are now two cavities, as was discussed above. The overall resistance (two parallel resistance in series with two other parallel resistance) would be,

$$\frac{R_{c1} R_{r1}}{R_{c1} + R_{r1}} + \frac{R_{c2} R_{r2}}{R_{c2} + R_{r2}} = 0.554 \text{ units}$$

Note that, the rsistance is for the space only and doesnt include the resistance of the wall material itself.

Test Apparatus

A test apparatus for measuring the thermal resistance of flat walls (60 x 30 cm), representing one wall of a hypothetical solar box cooker as shown in Fig. 3 The apparatus is a hollow insulated box electrically heated inside by means of two electric light bulbs (gives about 90 - 95 °C steady state temperature).

One side wall of the box consists of the test wall glued to a reference wall of known resistance (R_1). The opposite wall of the box consists of a reference wall of known resistance (R_R) glued to another reference wall of known resistance (R_2). The walls of known resistances are made of foil face sheathing (from Thermal System Industries and Building Research Institute.). Two inches thick for (R_R) and 3/4 inches for (R_1) and (R_2). The manufacturer gives R_R = 2.18 unit for 2.0 inches and $R_1 = R_2$ = 0.83 units for 3/4 inch. In all cases, the test wall with unknown resistance (R_T) consists of an inner and outer layer of cardboard with various materials in between. The temperature difference between R_1 and R_T (T_T) and R_2 and R_R (T_R) was measured with four calibrated thermocouples, and the average was taken. The box temperature (T_B) and the ambient temperature (T_A) were recorded, see Fig. 4.

During the test, the two electric bulbs supplied a steady state temperature of 90 to 95° C. The power input value is not a primary test quality, consequently, any heat loss through the other walls or the cover during the test program is not

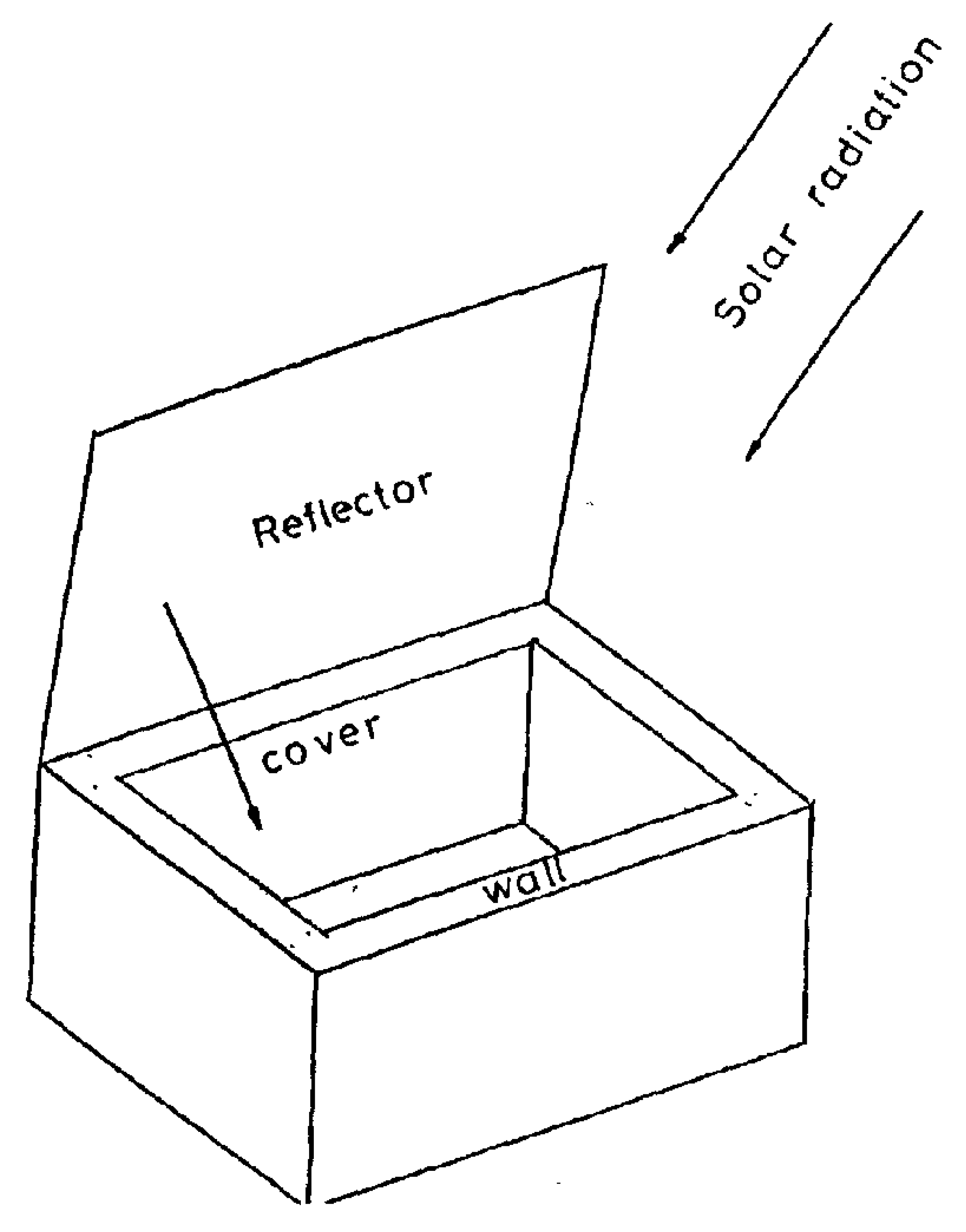


Fig. 1- Schematic Diagram of the solar box cooker.

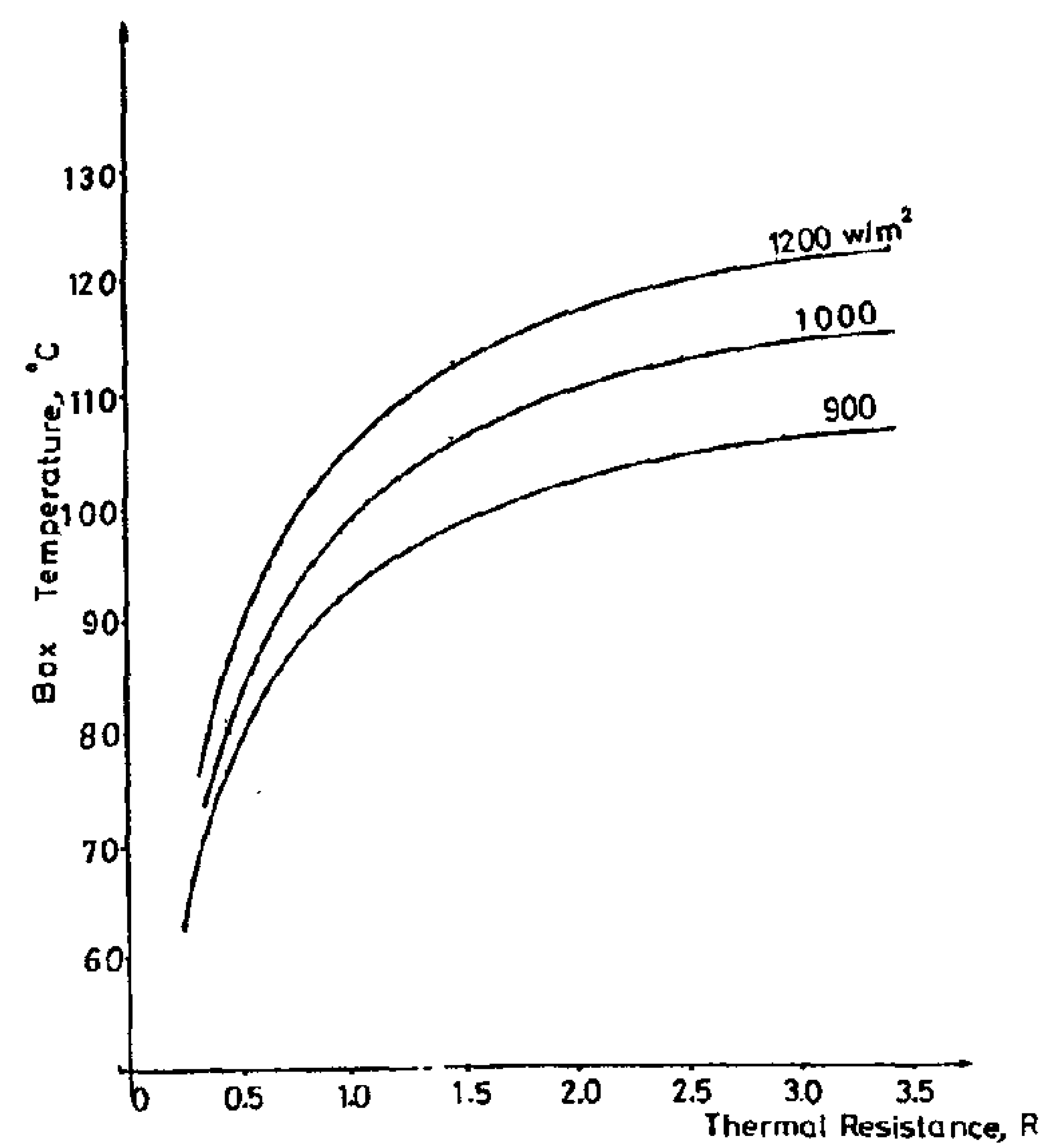


Fig. 2- Box air temperature as a function of wall temperature for different values of input solar flux.

Controlling the losses through the walls

The walls of the solar box cooker may be modeled as a rectangular cavity between the inner and outer layer of material (our case is cardboard). Consider a cavity with two opposite walls at temperature (T_1,T_2) and spaced a distance (L) apart, the object is to reduce the losses across the wall to a minimum practical value, so that the input solar intensity can raise the box air temperature to cooking temperature. The heat flux through the wall (q) is calculated as follows:

$$q = \frac{T_1 - T_2}{R}. \quad w/m^2 \tag{1}$$

where, (R), is the thermal resistance of wall in m^2 $^oC/w$ or (unit thermal resistance). Consider the case when the space between the layer contains only air (no filling material or baffles). The air space in this case, acts as a layer of insulation.

The resistance of the wall to conduction would be (L/K) if the air is motionless, and if the air space is doubled, the resistance increases proportionally. However, because of the buoyancy of air in the space, convection currents of air rising at the hot surface and descending at the cold surface, the heat transfer increases and the resistance is less than (L / K).

The effect of wall spacing (L) diminishes when convective currents exist.

For example, if $T_1 = 95.0\ ^oC$ and $T_2 = 25.0\ ^oC$, and L = 5.0 cm, and neglect radiation heat transfer, the resistance is given by,

$$R = \frac{1}{K_e / L} \tag{2}$$

where, K_e is given by [12],

$$K_e = K \times \lambda$$

where, λ is given by [12],

$$\lambda = 0.18 \left[G_r x P_r \right]^{0.25}. \tag{3}$$

So, the resistance of wall spacing including the effect of conduction and convection would be 0.361 unit, and for 10.0 Cm, wall spacing, would be 0.431 unit. The conclusion is that, if the wall spacing increases from 5.0 to 10.0 Cm, the resistance is modified by 14 % only. Anything that interferes with or minimizes the convective motion. will increase the thermal resistance. Controlling the conduction in the walls is the focus of this articles.

Suppose a baffle, or thin parallel plane of material, is now inserted mid way between the opposing walls of 5.0 cm, there would be two

ACCEPTABLE WALL RESISTANCE OF INEXPENSIVE AND EFFECTIVE SOLAR BOX COOKER

By
Dr. M. E. El-Swify * & Dr. M.A Eissa*

ABSTRACT

The effectiveness of the solar box cookers depends on the thermal resistance of the walls. The thermal resistance varies according to the wall construction and filling materials. A suitable thermal test has been presented to evaluate the thermal resistance of different wall construction techniques and possible filling insulation materials. Suggestion of certain conclusions to achieve an acceptable wall resistance for inexpensive and efficient solar box cooker are presented. It was found experimentally that an acceptable wall resistance is achieved with simple wall construction method and some materials are conceivably available in developing countries at low or no cost.

INTRODUCTION

At present, most of the energy needed for cooking in villages is met by non-conventional energy sources; namely agricultural residues, and firewood. The use of these energy sources may lead to the pollution of the atmosphere, fire danger in addition to the soil erosion and ecological imbalance. To avert this situation, a search for an alternate energy source is required. Solar energy, which is an everlasting and clean source of energy is plentifully available in Egypt and could be used for cooking.

The conventional box type solar cooker is currently being promoted world wide, especially in developing countries as an application of solar energy to reduce the need and cost of fuels [1 - 8]. Solar box cooker in developing countries should be constructed of relatively cheap and available materials. Corrugated cardboard is a widely available material from the point of view of structural and thermal, for inexpensive and effective solar box cooker [8 , 9 , 10].

The effectiveness of the solar box cooker for a certain solar intensity is mainly dependent on the thermal resistance of the box wall. The thermal resistance is significantly depending on the construction methods and filling materials. The objective of the current research work is to illustrate the physical principles involved with heat transfer, along with some test data on thermal resistance of possible insulation materials. These materials are simple and inexpensive to be used for efficient solar box cooker.

* Solar Energy Dept. National Research Center, Dokki, Cairo, Egypt.

HEAT TRANSFER ANALYSIS IN WALLS OF SOLAR BOX COOKER

As shown in Fig. 1, the heat loss from the box consists of re-radiation out of the cover, convection from the cover and conduction through the walls and floor. The heat loss through the cover is more complex than that through the walls, because of the combined radiation and convection heat transfer. Assume a solar box cooker of internal size 30 x 40 x 50 cm with 5.0 cm thick wall (the same as that of the floor) is considered in the present study. For estimating the box inside air temperature as a function of total input radiation, the top loss coefficient given in [11] is used. Also the conduction through walls of different resistances (including the shape factors, eight edges and four corners) is calculated. The resulting box air temperature as a function of wall thermal resistance is shown in Fig. 2 for three levels of solar insulation (900,1000, and 1100 w /m^2).

The importance of wall thermal resistance is illustrated in this Figure, for walls of low resistance, the box air temperature is strongly influenced by wall' resistance. At higher resistances, and higher air temperatures, top losses become more important and further increase in wall resistance has low effect in increasing air temperature.

h Static head = L H , m
ID Inner diameter of the riser, mm
L Length of the riser, m
n Index of compression
P Pressure, Pa
Q Flow rate, L/min
R Gas constant, J/kg °K
T Temperature at compressor inlet, °K
V Superficial velocity, m/s
ε Pressure ratio of the compressor = P_2/P_1
γ Specific weight, kg_w/m^3
η Efficiency of the system
ρ Density, kg/m^3

Subscripts

1 Air entering the compressor
2 Air leaving the compressor
a Air
at Atmospheric
max Maximum
opt. Optimum
w Water

7. REFERENCES

1. *Stenning, A.H. and Martin, C.B, "An Analytical and Experimental Study of Air-lift Pump Performance", J. of Eng. for Power, Trans. ASME, Series A, Vol. 90, No.2, P. 106, 1968.*
2. *Grandjean, B.P.A , Ajersch, F , Carreau, P. J. and Patterson, I , " Study c an Air-Lift System, Part I", Canadian J. of Chemical Engineering Vol. 65N3, June 1987*
3. *Kouremenos, D. A. and Staicos, J., "Performance of a Small Air-lift Pump", Int. J. Heat & Fluid Flow, PP. 217-222, Butterworth & Co (Publishers) Ltd, 1985*
4. *Parker, G. J., "The Effect of Footpiece Design on the Performance of a Small Air-lift Pump", Int. J. Heat & Fluid Flow, Vol. 2, No.4, p. 245, MEP Ltd, 1980*
5. *Abed, K. A., "Operational Criteria of the Performance of Air-Lift Pumps", (In print).*
6. *Clark, N.N, and Dabolt, R. J."A General Design Equation for Air-lift Pumps Operating in Slug Flow", AIChEJ 32(1), 56,1986.*
7. *Neil Stone, J., " A Program to Calculate Air-lift Pump Performance", Microsoft - ware for Engineers, Vol.3, No.3, pp. 114-123, Computational Mechanics Publications, 1987.*
8. *Abed, K.A.," Performance of a Wind-turbine - Driven Compressor for Lifting Water", Energy Journal Vol. 22, No. 1, pp. 21-26, 1997.*
9. *Abed, K.A.,"Theoretical Study on the Performance of Air-lift Pumps", Journal of the Egyptian Society of Engineers, Vol. 35, No. 1, pp. 14-18, 1996.*

where;

ID in mm. , L in m and Q_{aopt} will be in L/min.

This formula is valid for 40 mm < ID < 100 mm, 0.6 < H/L < 0.8 and 10 m< L<50 m.

For 0.5<H/L<0.6 and L=10 m

The proposed formula of optimum air flow rate is;

$$Q_{aopt.} = 0.002\,(ID)^{2.58}\,(L)^{0.404}\,(H/L)^{-1.2} + \Delta Q \qquad (12)$$

where;

$$\Delta Q = 0.0002(ID)^3 \qquad (13)$$

and ,

ID in mm. , L in m and Q_{aopt} will be in L/min.

Comparison between results of the proposed formula and the simulation results of the optimum air flow rate are shown in Figs. 6,7 and 8 for inner diameter 60, 80 and 100 mm respectively. From these figures, it is clear that results of the proposed formula and the simulation results have good agreement of the optimum air flow rate in a wide range of operating conditions.

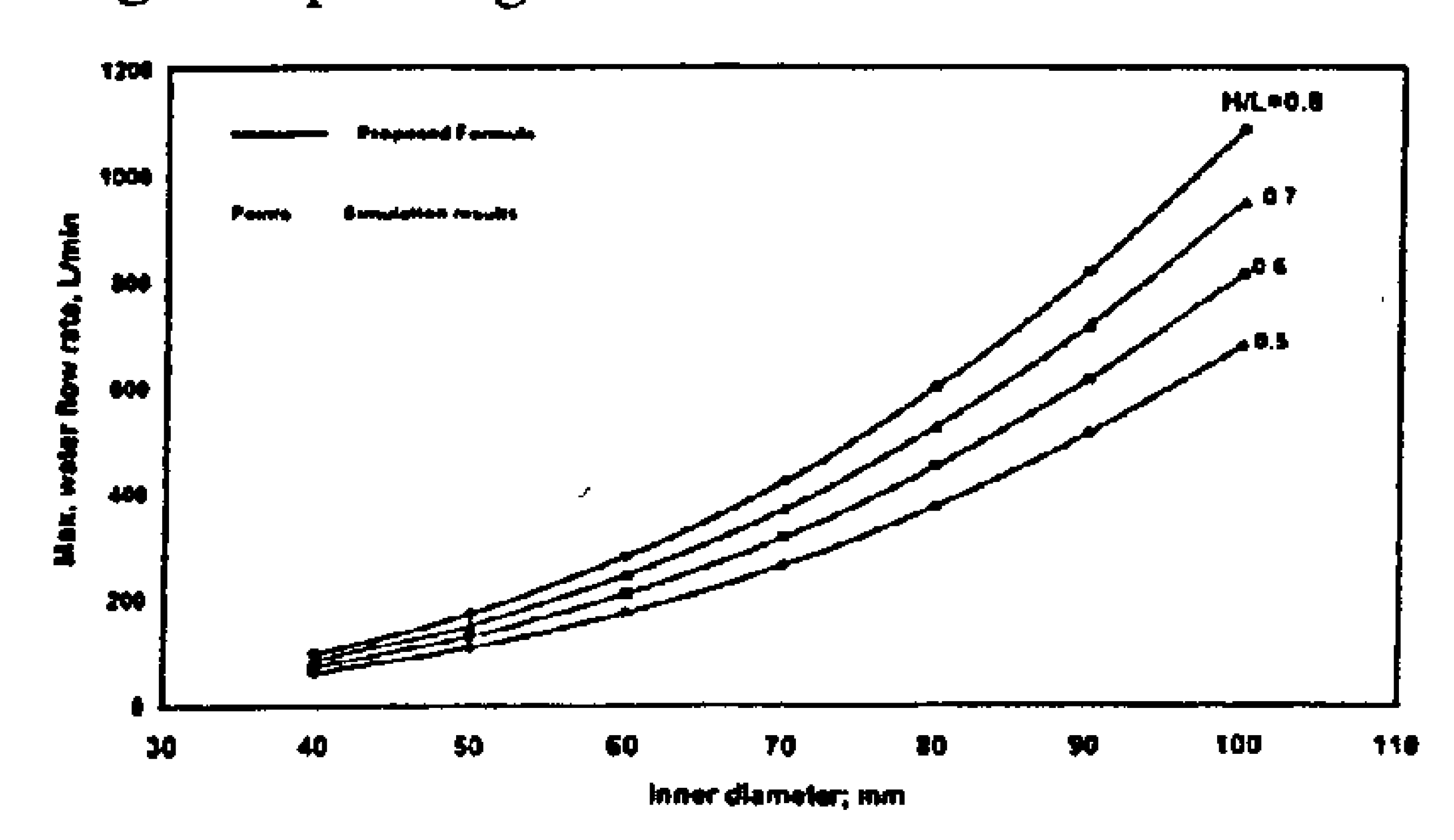


Fig. 5- Comparison between results obtained from the proposed formula and the simulation results of maximum water flow rate.

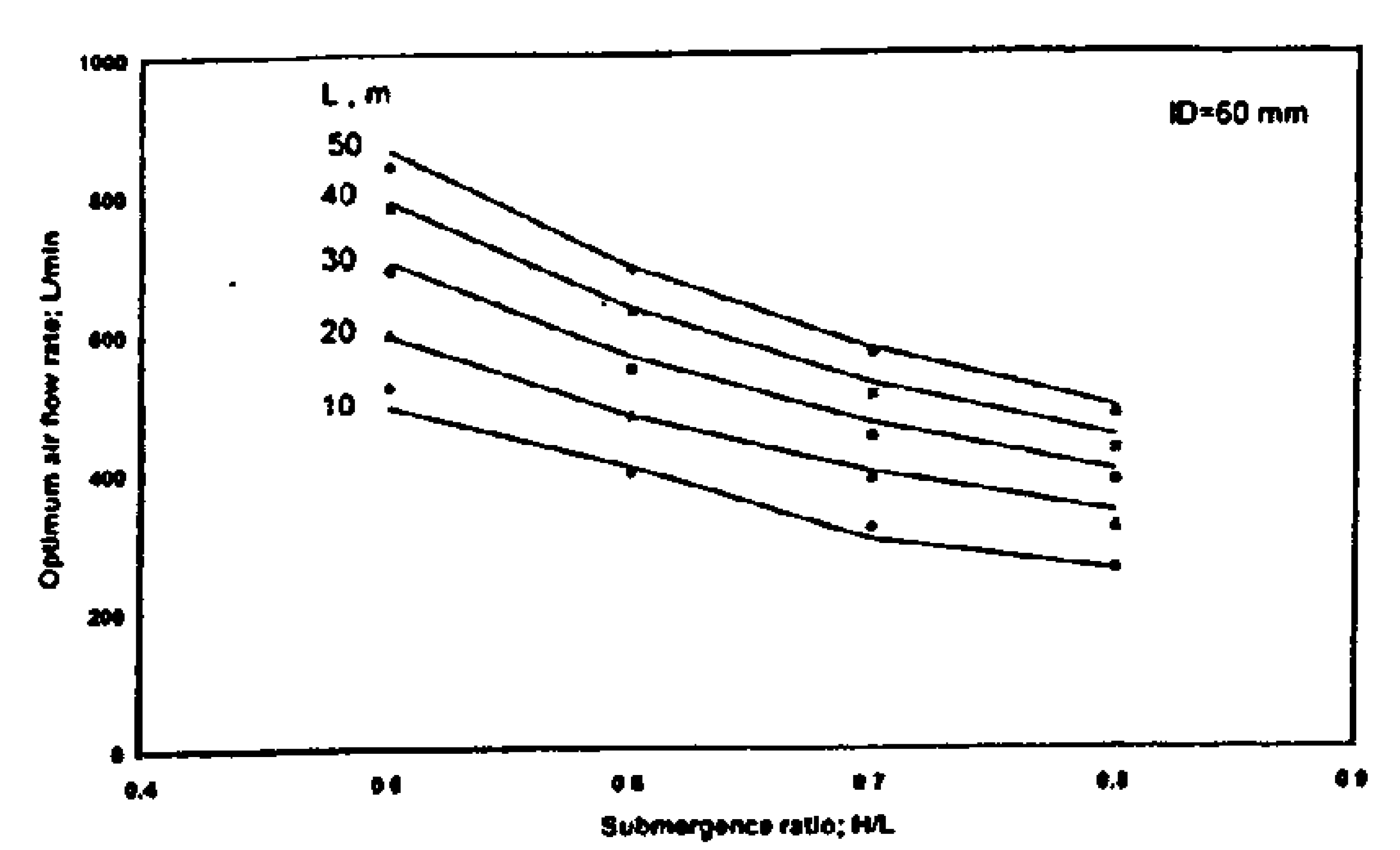


Fig. 6- Comparison between results obtained from the proposed formula and the simulation results of the optimum air flow rate for ID=60mm..

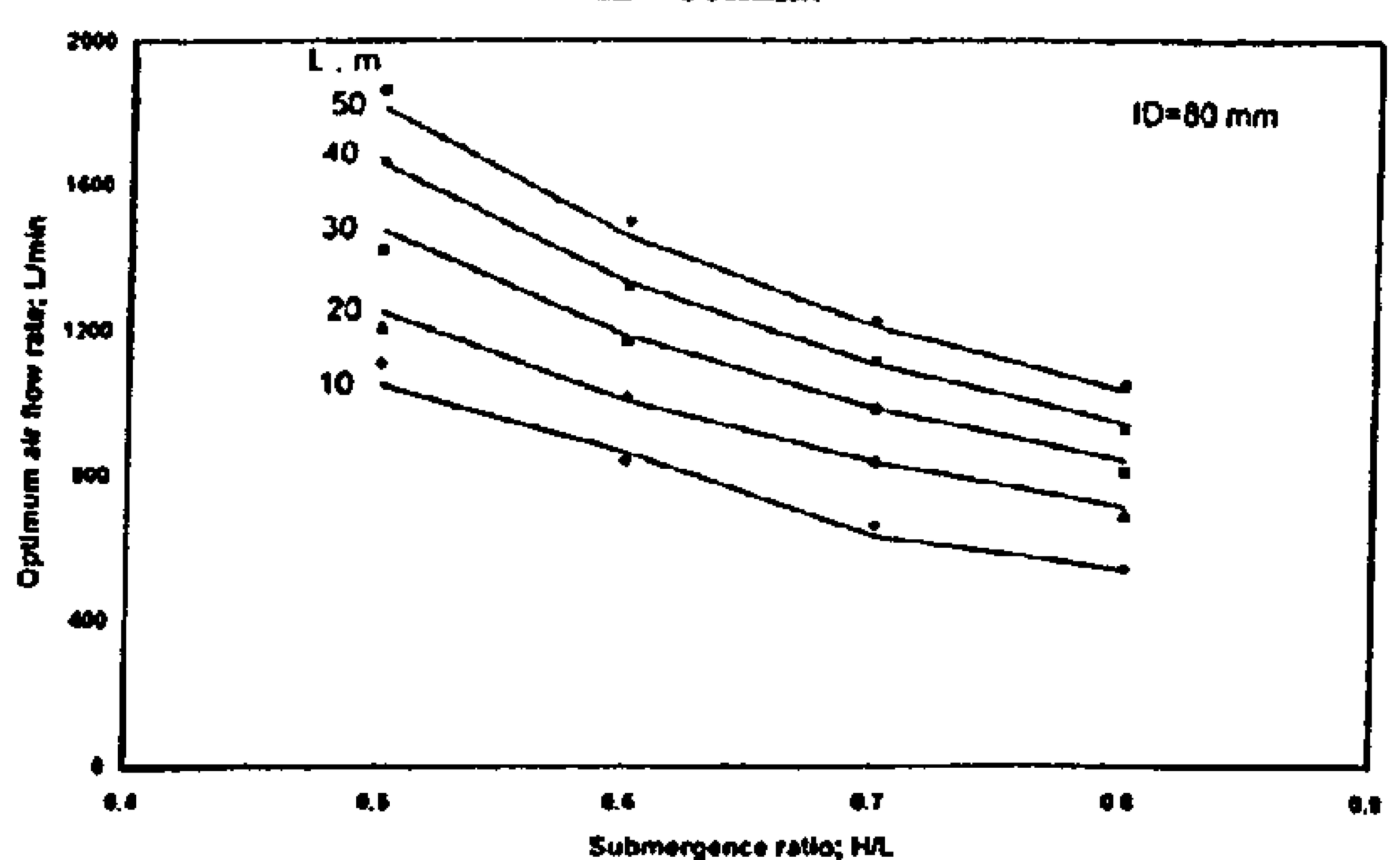


Fig. 7- Comparison between results obtained from the proposed formula and the simulation results of the optimum air flow rate for ID=80mm..

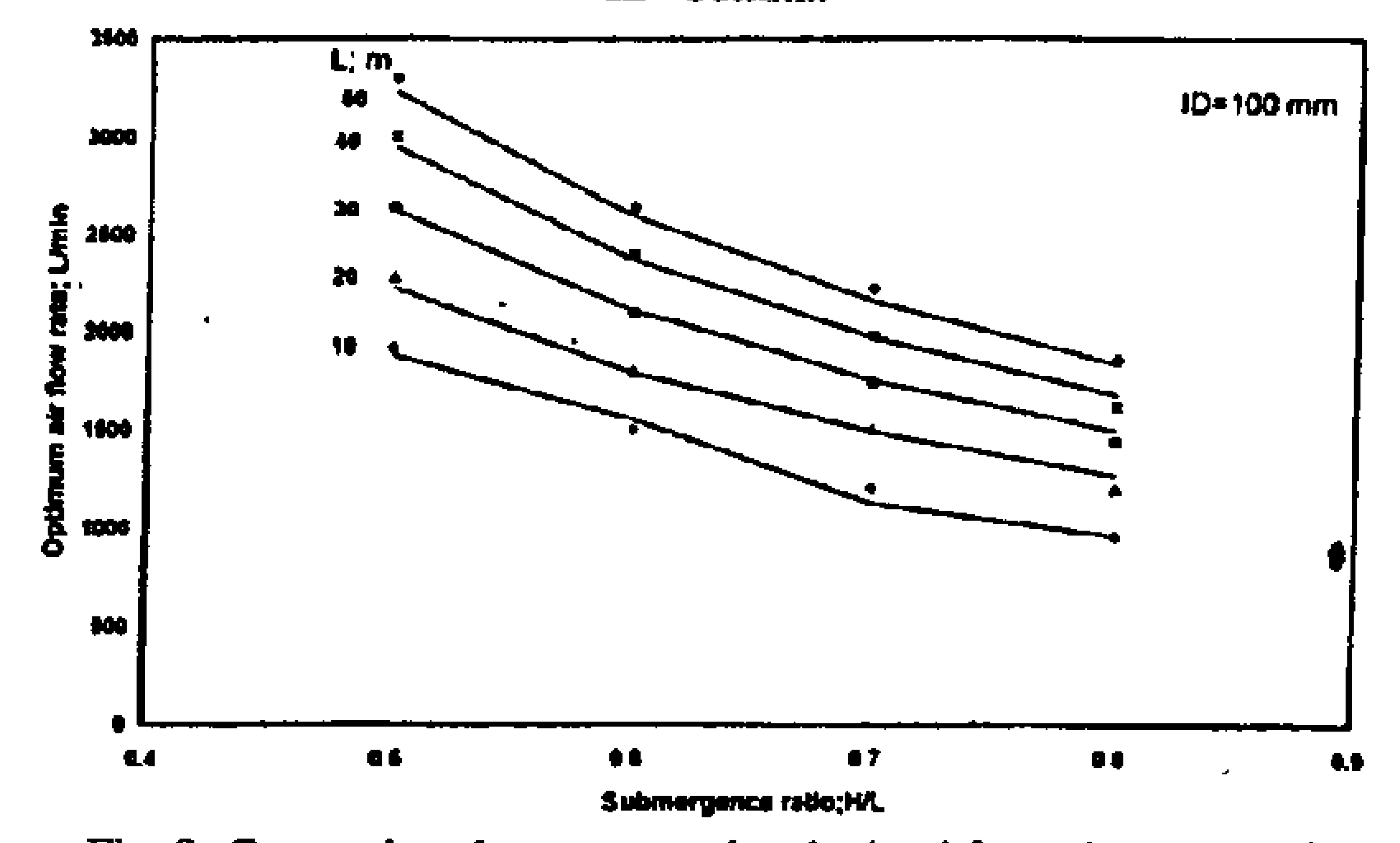


Fig. 8- Comparison between results obtained from the proposed formula and the simulation results of the optimum air flow rate for ID=100mm..

6. CONCLUSION

Peak efficiency of the system occurred at a comparatively high ratio of Q_w/Q_a but within specified range for each static head and H/L ratio. Also, it is found that, for all the investigated types, the relation between efficiency of the system and the ratio of Q_w/Q_a is straight line for all static heads ranging from 2 to 25 m. Based on the simulation results of the investigated air-lift pumps an empirical formula of the maximum water flow rate output in a wide range of operating conditions haS been obtained. It is found that, for small diameters the effect of changing submergence to lift ratio (H/L) is small but it is increased with increasing the inner diameter. Also, an empirical formula of the optimum air flow rate supplied which is corresponding to the maximum water flow rate has been obtained. A very good conformity between results of the proposed formulas with the simulation results has been achieved.

NOMENCLATURE

F The friction factor
f Pipe roughness
H Depth of submergence, m

flow to air flow for different static heads and inner diameter = 100 mm. From this figure, it is clear that the relation between efficiency of the system and the ratio of Q_w/Q_a is a straight line for all investigated static heads ranging from 2 to 25 m. Also, it is clear that , the ratio of Q_w/Q_a increases with increasing H/L ratio. It should be noted that the peak in the efficiency of the system curve occurs at maximum Q_w/Q_a ratio but within specified range for each static head and H/L ratio.

The obtained results were analyzed to find empirical formulae of the discharge characteristics. Empirical formulae of maximum water flow rate and the corresponding optimum air flow rate supplied as a function of inner diameter of the riser tube (ID), riser tube length (L) and submergence to lift ratio (H/L) were obtained.

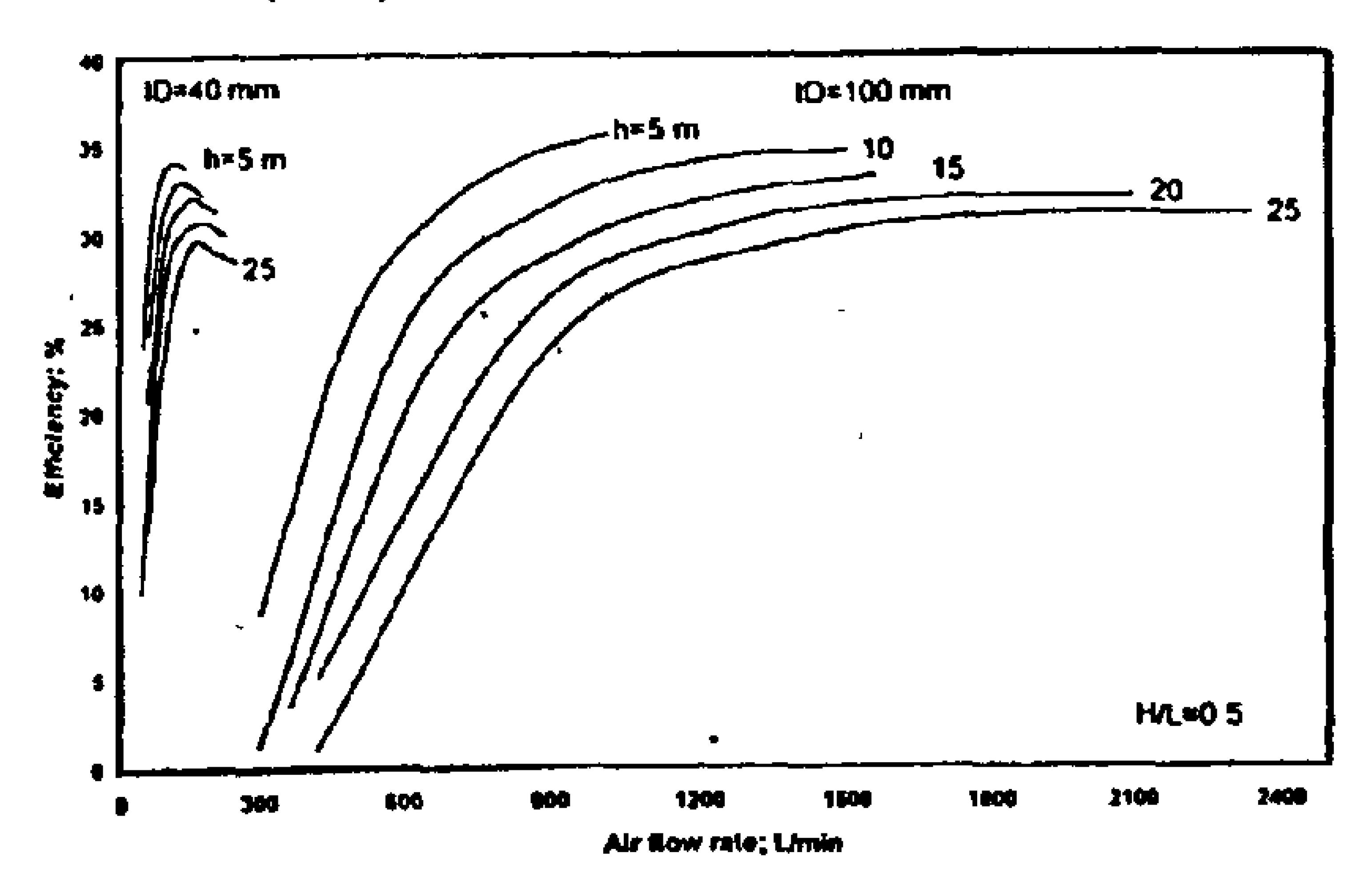


Fig. 2- Efficiency of the system versus air flow rate for ID=40. 100mm and H/L=0.5

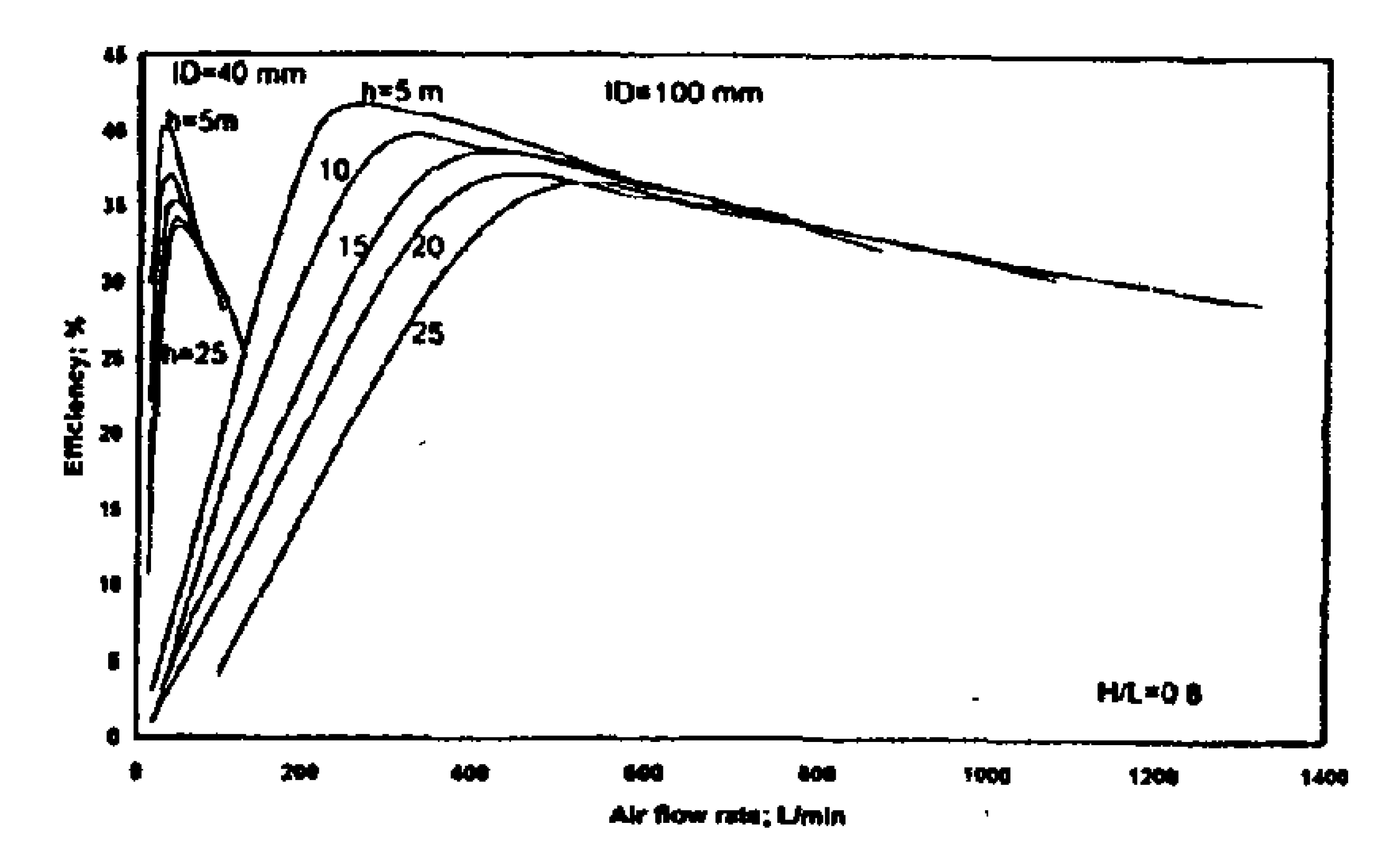


Fig. 3- Efficiency of the system versus air flow rate for ID=40. 100mm and H/L=0.8

5. FORMULATION OF DISCHARGE CHARACTERISTICS

According to the simulation results of the maximum water flow output from air-lift pumps, an attempt to express these results with

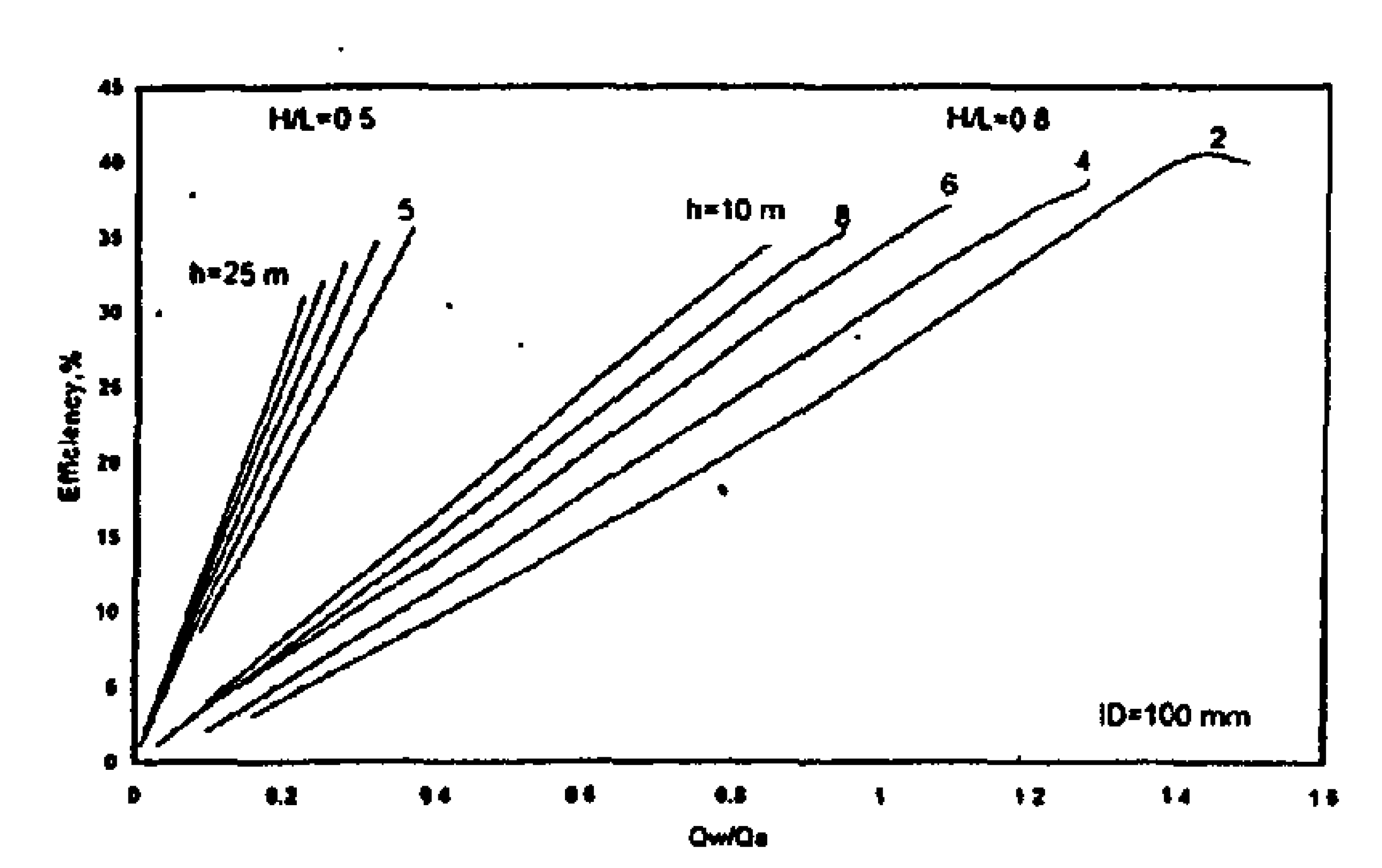


Fig. 4- Efficiency of the system versus the ratio of water flow to air flow rate for ID=100mm and H/L=0.5 and 0.8

the aid of an analytical function will be introduced. From analyzing the simulation results, it is found that, the maximum water flow output from the pump is a function of inner diameter and submergence to lift ratio.The proposed formula is

$$Q_{wmax} = 0.0071(H/L)\,(ID)^{2.64} \qquad (10)$$

where;

ID in mm. and Q_{wmax} will be in L/min

This formula is valid for $0.5 < H/L < 0.8$ and $40\ mm < ID < 100\ mm$.

Results obtained from the proposed formula and the simulation results have very good agreement of the maximum water flow rate.Figure 5 shows comparison between results of the proposed formula and the simulation results of the maximum water flow rate for all investigated air-lift pumps. From this figure, it is clear that, for small diameters the effect of changing submergence to lift ratio (H/L) is small but it is increased with increasing the inner diameters.

An attempt to find empirical formula of the optimum air flow rate corresponding to the maximum water flow rate output was carried out. After some trials the proper function of the optimum air flow rate as a function of inner diameter of the riser tube (ID), the length of the riser tube (L) and submergence to lift ratio (H/L), was obtained.

The proposed formula of optimum air flow rate is;

$$Q_{aopt.} = 0.002\,(ID)^{2.58}\,(L)^{0.404}\,(H/L)^{-1.2} \qquad (11)$$

allows explicit calculation of the lifted water. The calculation program of Stone, [7] was modified to suit the procedure developed in the present work. The solution is obtained by iteration procedure. This procedure is to assume a water velocity, calculate the lift for this velocity, and then correct the estimated water velocity to bring the lift closer to the actual lift, [8] and [9]. Reasonably fast convergence is obtained by setting the water velocity initially equal to one half of the air velocity and then correcting the water velocity by using the fourth power of the ratio of actual to calculated lift after each iteration. Iteration is continued until two consecutive lift values agree within 0.001. The pump operates in slug flow and below the maximum air flow rate, which means that the calculation will be stopped when an increase of the air flow is not accompanied by a corresponding increase of water flow. The calculation procedure was tested and a satisfactory conformity has been achieved between measured and computed results, [3] and [9].

3. EFFICIENCY OF THE PUMP

To obtain the efficiency of the pump, account had to be taken of the work input required to create the air flow through the nozzle at the bottom of the riser tube. Figure 1 shows schematic diagram of the system. By calculating the pressure drop across the riser tube, the pressure at the compressor exit (P_2) with neglecting friction loss of the air is calculated as:

$$P_2 = \Delta P_{static} + \Delta P_{friction} + P_{at} + \Delta P_{dynamic} \quad (1)$$

where;

$$\Delta P_{static} = \gamma_w \cdot H \quad (2)$$

$$\Delta P_{friction} = 2\, \rho_w\, F\, (V_w)^2\, (H/ID) \quad (3)$$

$$\Delta P_{dynamic} = \rho_w\, (V_w)^2 / 2 \quad (4)$$

$$F = 0.0055 \left\{ 1 + \left[\frac{0.0002\, f}{ID} + \frac{10^6}{\mathrm{Re}} \right]^{0.333} \right\} \quad (5)$$

And

V_w is superficial water velocity (is assumed constant along the riser tube length)

Pressure ratio of the compressor (ε) = P_2 / P_1 (6)

Efficiency of the system could be defined as:

η= Hydraulic power / Power supplied to the air (7)

where;

$$\text{Hydraulic power} = \frac{\gamma_w Q_w h}{75 \times 1000 \times 60}\ ;\text{HP} \quad (8)$$

Power supplied to the air=

$$\frac{n}{n-1} Q_a R_a T_a \left\{ \varepsilon^{n-1/n} - 1 \right\} / (\eta_c \times 60)\ ;\text{kW} \quad (9)$$

where;

η_c = Overall efficiency of the compressor = 63%

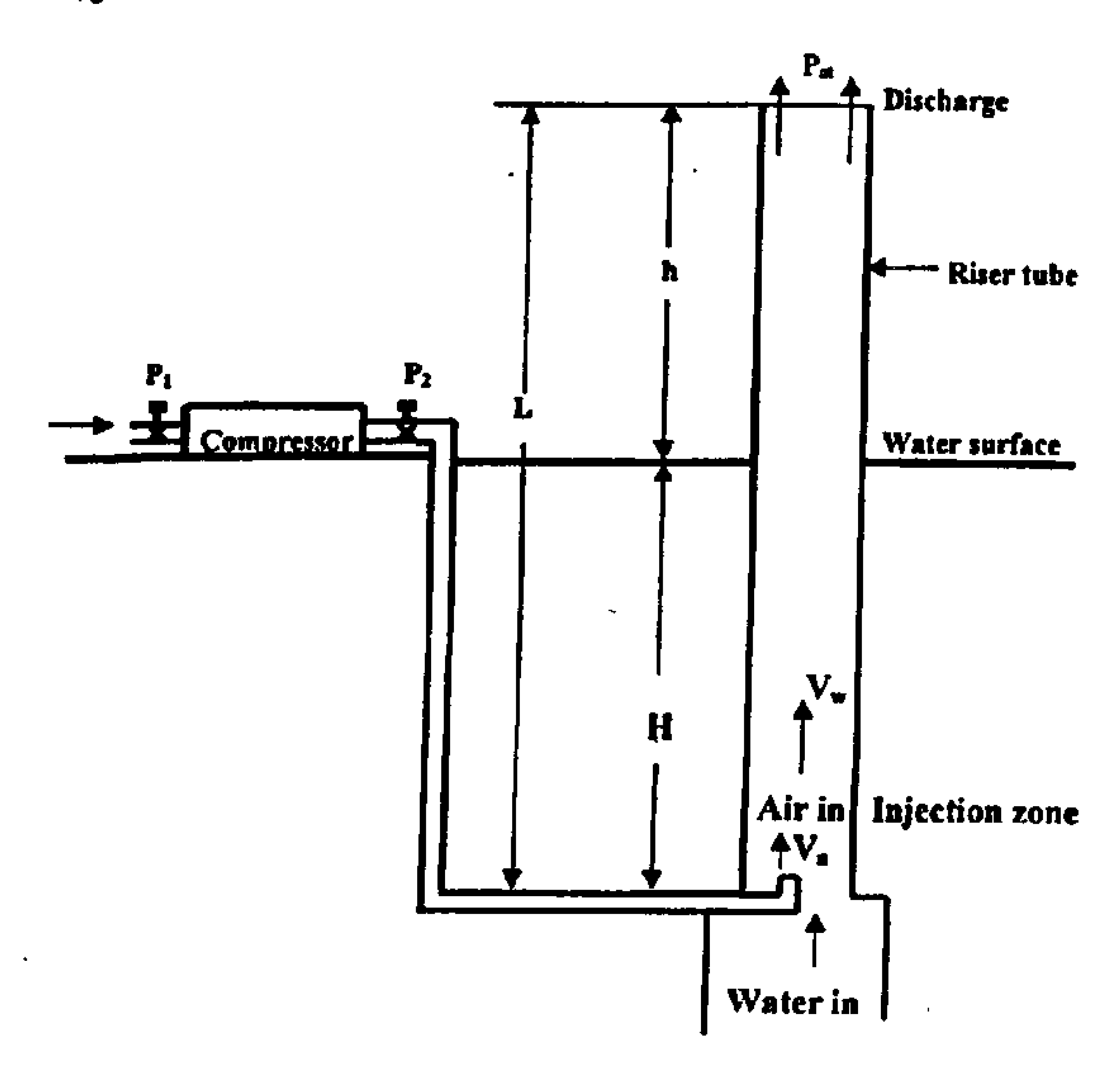


Fig. 1- Schematic diagram of the system.

4. RESULTS AND DISCUSSION

Thirty five pumps which have inner diameter ranging from 40 to 100 mm and riser tube length ranging from 10 to 50 m were examined. The ratio of the submergence part to the riser length were taken into consideration in the range of 0.5 to 0.8. Efficiency of the system was calculated for different inner diameters, static heads and H/L ratio. Sample of these results are shown in Figs. 2, 3 and 4. Figure 2 shows efficiency of the system with air flow rate for inner diameter = 40 and 100 mm and static head ranging from 5 to 25 m and H/L= 0.5 and Fig. 3 is the same for H/L=0.8. From these figures it is clear that efficiency of the system increases with increasing inner diameter and decreasing static head. Figure 4 shows efficiency of the system with the ratio of water

OPTIMIZATION OF THE PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF AIR-LIFT PUMPS

By
Dr. K. A. Abed*

ABSTRACT

Parameters which affect the performance of air-lift pumps such as inner diameter of the riser, riser length and submergence part of the riser were analyzed. Inner diameter of the pump ranging from 40 to 100 mm and riser length ranging from 10 to 50 m were examined. The ratio of the submergence part to the riser length was taken into consideration in the range from 0.5 to 0.8. Efficiency of the system for all the investigated air-lift pumps was calculated. Peak efficiency of the system occurred at a comparatively high ratio of water to air flow rate but within specified range for each static head and submergence to lift ratio. Also, it is found that, for all the investigated parameters, the relation between efficiency of the system and the ratio of water to air flow rate is linear for static heads ranging from 2 to 25 m. The obtained results were analyzed to optimize the operation of the pump and generalizing the discharge characteristics. The reason for this is to obtain empirical formulae of the maximum water flow rate and the corresponding air flow rate supplied. Based on the simulation results of the investigated air-lift pumps, an empirical formula of the maximum water flow rate in a wide range of operating conditions has been obtained. It is found that, for small inner diameters the effect of changing submergence to lift ratio is small but it is increased with increasing the inner diameters. Also, an empirical formula of the optimum air flow rate supplied which is corresponding to the maximum water flow rate has been obtained.

Keywords: : Air-lift pump, Two phase flow, Discharge characteristics.

1. INTRODUCTION

Many studies have been published relating to the interpretation and analysis of air-lift pump performance, usually dealing with pumps having considerable depth of submergence and height of discharge [1], [2], and [3]. Little information is available on efficiency of air-lift pumps with wide range of operating conditions. In addition, little has been reported on the discharge characteristics during variable operating condition; i.e. minimum air flow rate required to obtain of water discharge, and maximum water discharge and the corresponding air
information about empirical formulae describing discharge characteristics of air-lift pumps as a function of operation parameters. All published theoretical analysis of air-lift pumps have been based on slug two-phase flow, [4]. In fact, the flow is composite starting as bubbly flow and ending as annular flow. In the range between minimum and maximum airflow rate, the flow could be considered as slug flow. It means that, the pump should operate between these two limits.

In the present work, empirical formulae which defining the maximum water flow rate and the optimum air flow rate supplied to the pump as a function of inner diameter of the riser , riser tube length and submergence ratio have been obtained. So, one can select which pump will give the required water flow rate with maximum efficiency and the quantity of air flow rate required.

2. CALCULATION PROCEDURE

The model of Stenning and Martin , [1] with the modification of Parker, [4] was taken into consideration. The complete description of the mathematical model was reported in Ref. [5]. The procedure described by Clark and Dabolt, [6]

* Mechanical Engineering Department, National Research Centre, Dokki, Giza 12311, Egypt.

REFERENCES

1. *William R. Spillers, M. ASCE, Soban Singh, and Robert Levy, "Optimization with Frequency Constraint", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107 No. ST, Paper 2347- 2347, 12 Dec. 1981*
2. *J. H. Lin, W. Y. Che and Y. S. YU. "Structural Optimization on Geometrical Configuration Element Sizing with Statical and Dynamical Constraints", Computer and Structures Vol. No. 5, Paper 507 - 515 - 1982*
3. *Uri-Kirsch, "Optimum Structural Design", McGraw-Hill Book Company-Library of Congress Cataloging in Publication Data.*
4. *Gassis, J.H., and Schmit. L. A.," Optimum Structural Design with Dynamic Constraints", Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 102 - No. St 10, Paper - 2053 - 2071, Oct. 1976*
5. *Hesham Fawzy Shaaban, "Effect of Composite Action on a Space Truss System with Continuous Chord Members " A Thesis Presented in Application for the Degree of Doctor of Philosophy in the Department of Civil Engineering-University of Dundee Scotland, August 1997.*
6. *Samuel L. Lipson, and Krishna M.Agrawal, "Weight Optimization of Plane Trusses". Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 100, No. ST 5, Paper 865 879, May, 1974.*
7. *Samuel L. Lipson, and Lawrence B. Gwin, " Discrete Sizing of Trusses for Optimal Geometry", Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 103, No. ST 5, Paper 1031 - 1046, May. 1977.*
8. *Ahmed El-Sheikh and Hesham Shaaban " Experimental Study of Composite Space Truss with Continuous Chord ", Advances in Structural Engineering Volume 2 No. 3 1999.*

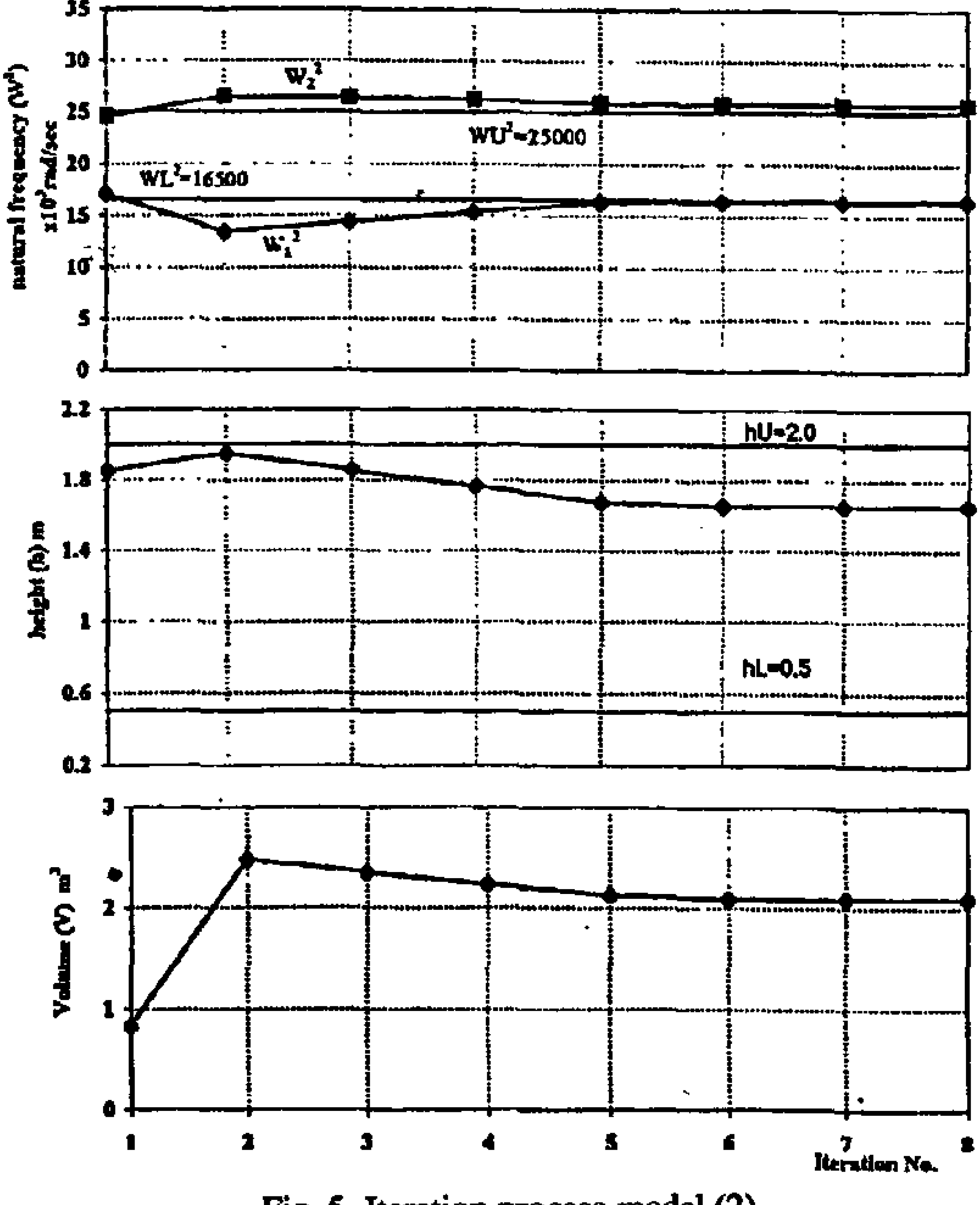


Fig. 5- Iteration process-model (2).

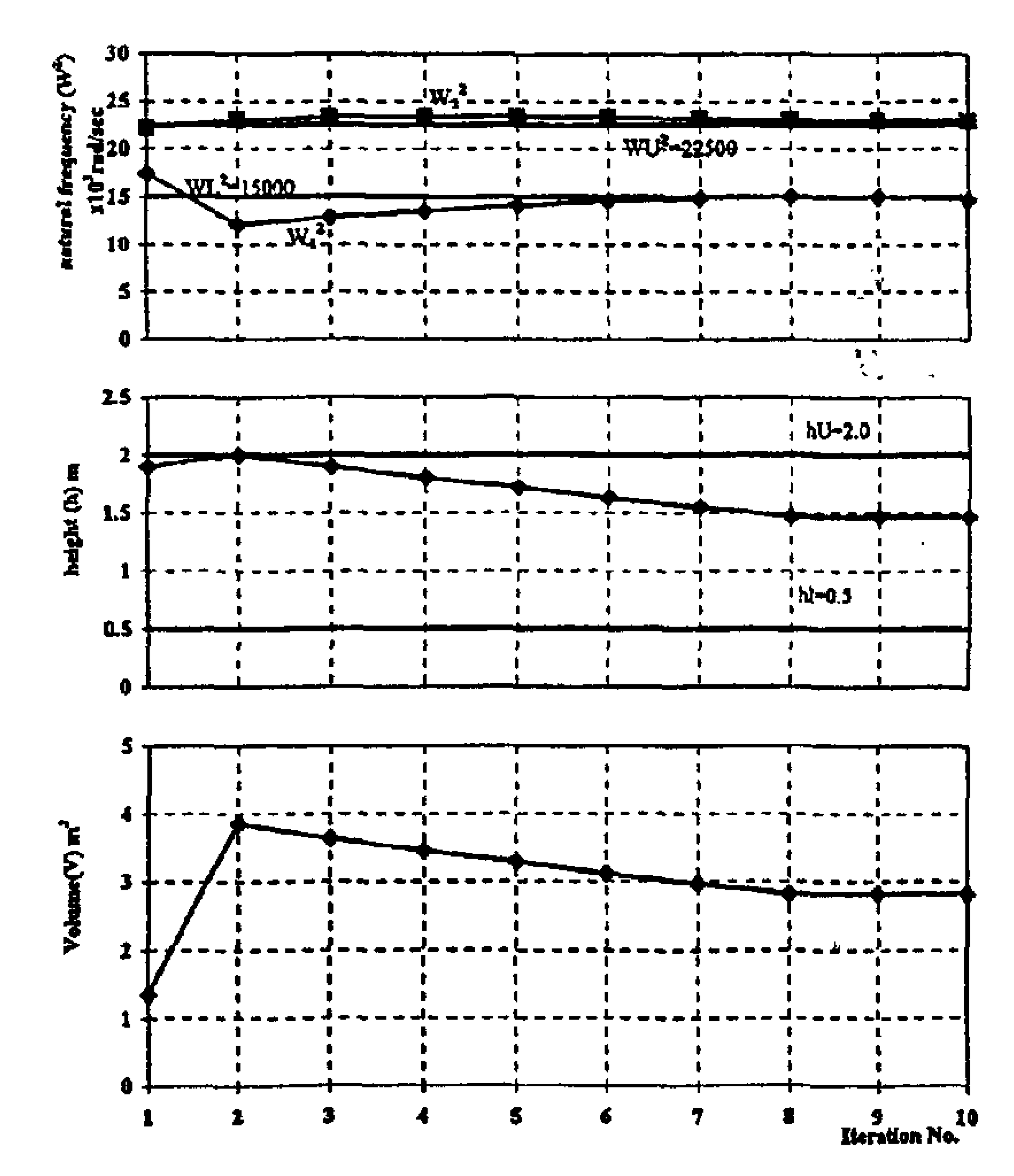


Fig. 7- Iteration process-model (3).

Young's modulus	$= 2.10 \times 10^7$	t/m^2
Specific weight	$= 7.85$	t/m^3
Working stress	$= 14000$	t/m^2

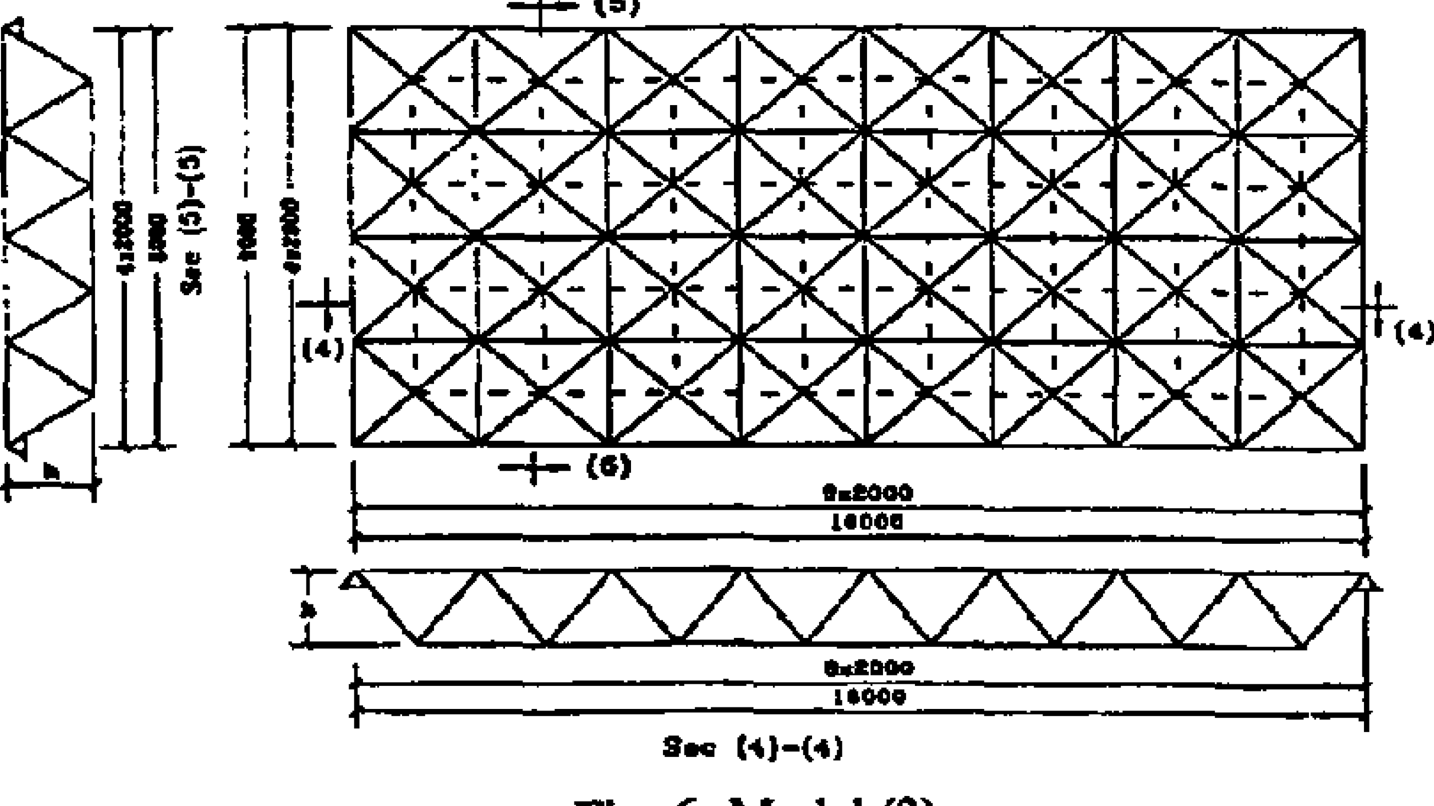


Fig. 6- Model (3)

ANALYSIS OF RESULTS

The obtained results shown in figures 3,5 and 7 are:

1. Eight or ten reanalyses are needed for the previous three models to reach the optimum volume of space steel floor.
2. The variations of the volume (V) of space steel floor from the start point are increasing or decreasing to accomplish the frequency constraints.
3. Increasing the height (h) of space steel floor at the first iteration process, to accomplish the frequency constraints. After that, the height is decreasing during the other iteration process to obtain the minimum volume.
4. By using the frequency modification method (FMM), the first and second natural frequencies are outside the frequency prohibited zone at the first iteration process. Otherwise, they are various according to the variation of the volume (V) and the height (h).

CONCLUSION

The Kuhn - Tucker criterion given by this paper is an effective method for non-linear minimization problems with a set of arbitrary frequency constraints with forms of equality and /or inequality.

If one or two frequency constraints are severely violated, the frequency modification method can be applied before the Kuhn-Tucker algorithm is executed. That may hopefully result in a reduction of effort.

Nearly ten reanalyses are needed for each one of the three models of space floor to reach the minimum volume. The effort of each reanalysis is mainly for solving a partial generalized eigenvalue problem, and that is quite acceptable in engineering.

of bar is N_i, then the minimal acceptable sectional area for that type will be

$$X_i^* = \frac{N_i}{\sigma_i} \quad (24)$$

APPLICATION MODELS

Three models of space steel floor problems used to investigate the algorithm presented in this paper.

MODEL (1)

A space truss floor has 128 bars as shown in Fig (2). A non-structural mass of 0.40 ton is attached to each movable node. The section area of each bar is originally 0.0014 m^2, and is permitted to vary between 0.0007 m^2 and 0.014 m^2. The height of floor and the area of 52 bars are taken as independent design variables. The maximum height of space floor is 2.0 m and the minimum height is 0.50 m. The first angular frequency must not be greater than 11000 rad/sec, and the second one must not be less than 16000 rad/sec. Only about 9 passes are needed in this example to obtain the optimum volume of floor. The process and results are shown in Fig (3).

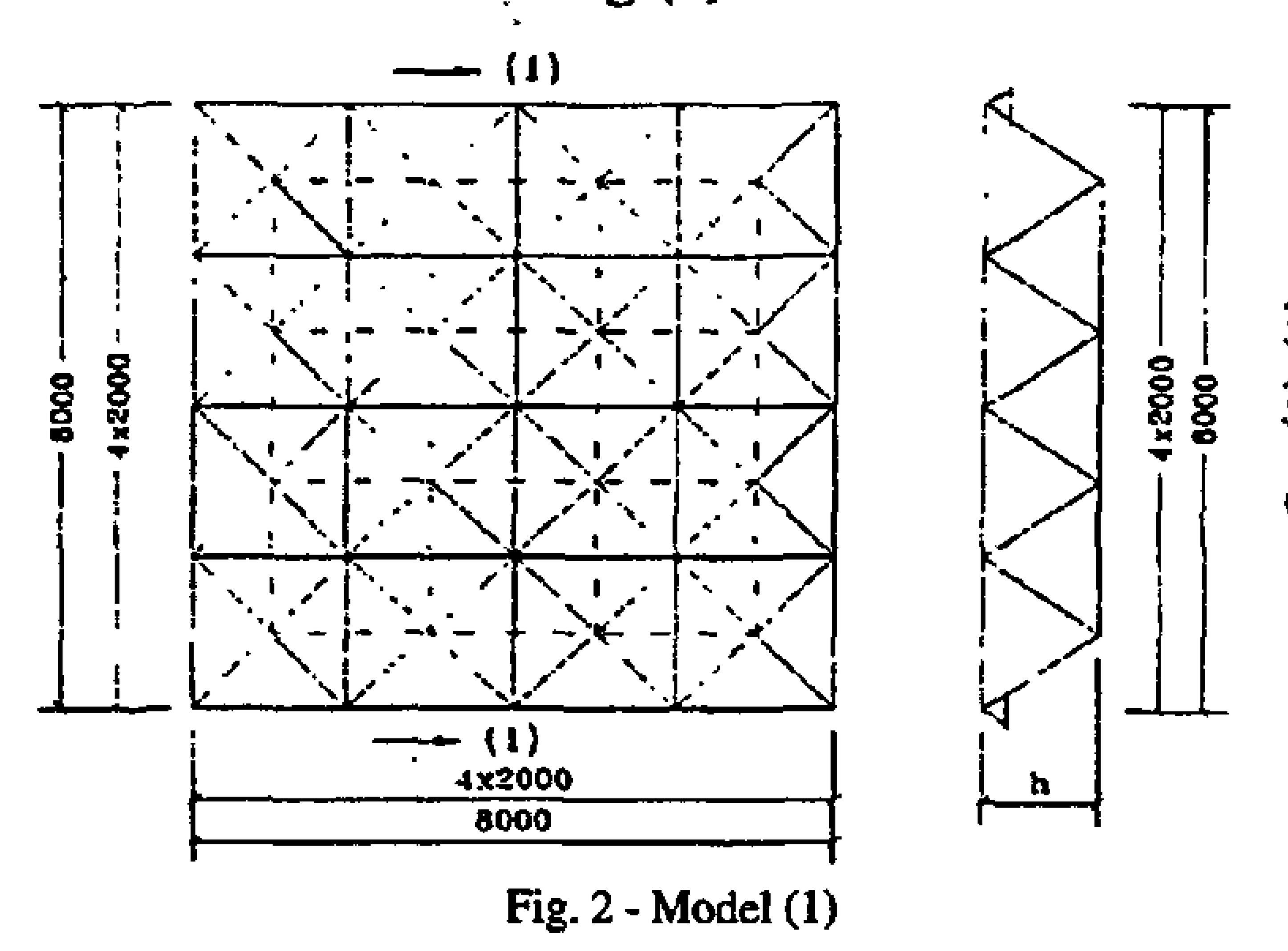


Fig. 2 - Model (1)

MODEL (2)

A space floor 8 m x 12 m, with original height (1.85 m) and cross section area (0.002 m^2) has 192 bars shown in Fig (4). The height of structure and 93 cross section area of bars are taken as independent design variables. The upper and lower bounds of height is 2.0 m and 0.5 m, the section areas of the 93 bars can vary only between 0.001m^2 and 0.02m^2, the first angular frequency must not be greater than 16500 rad/sec, the second one not less than 25000 rad/sec . A non-structural mass 0.40 ton is added to 15 internal nodes. The results are shown in Fig (5).

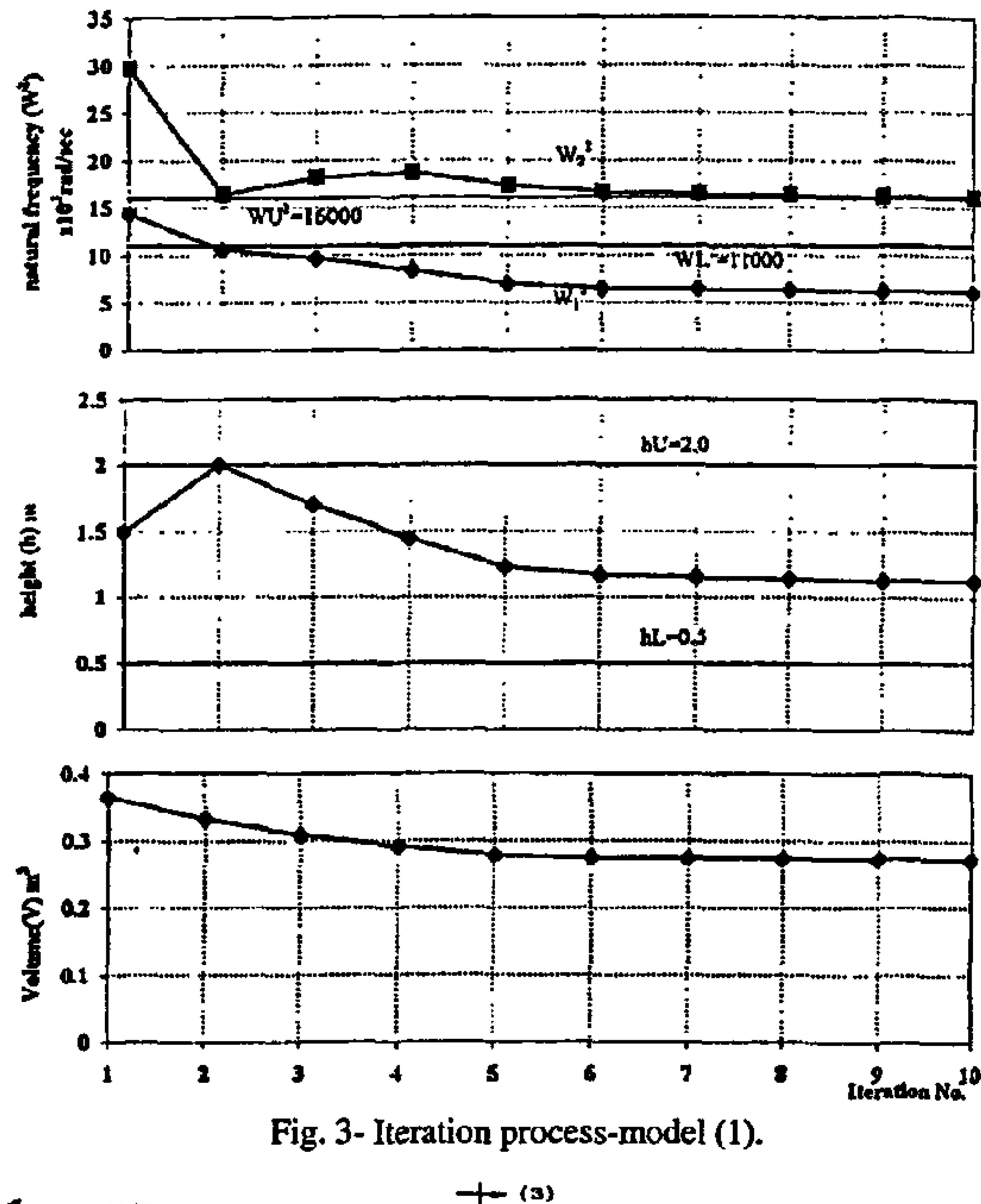


Fig. 3- Iteration process-model (1).

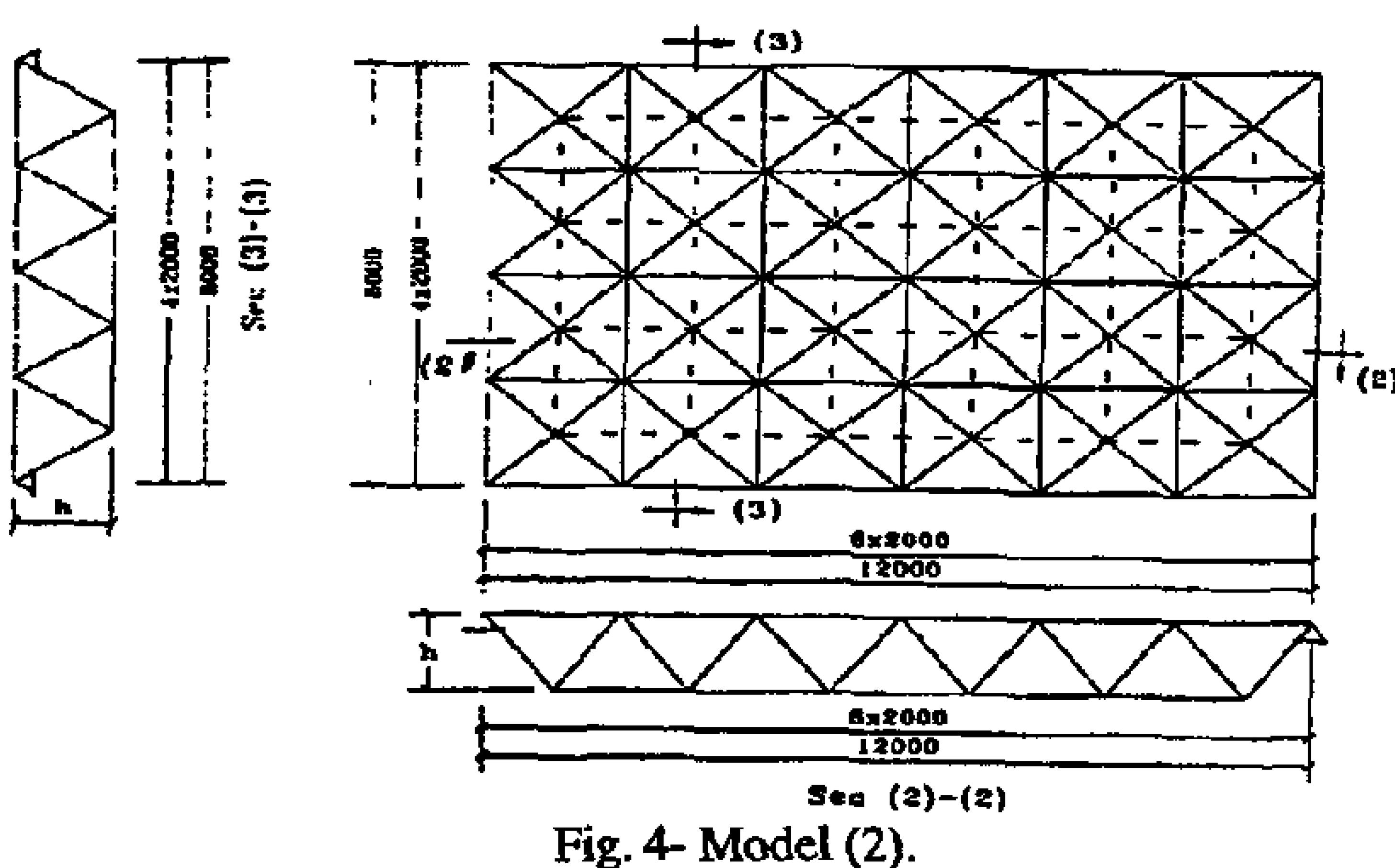


Fig. 4- Model (2).

MODEL (3)

A space floor with rectangular ratio 1: 2 and height 1.9m has 256 bars as shown in Fig (6). The height of floor and 132 cross sectional area of chosen bars are taken as independent design variables. The original values of the section areas are all 0.0024m^2 and they can vary only between 0.0012m^2 and 0.024m^2. The upper and lower bounds of the floor height are 2.0 m and 0.50m. The limited bounds of frequency prohibited zone are determined by 15000 rad/sec, and 22500 rad/sec. A concentrated mass 0.4 ton is attached to each movable node. The results and process are shown in Fig (7).

The general properties of material for previous models are:

The expressions $\frac{\partial V(X_i)}{\partial X_i}, \frac{\partial K}{\partial X_i}$, and $\frac{\partial M}{\partial X_i}$ shoud be specially derived according to the types of structures and variables.

S1 or S2 in Eq. (14) will vanish if W_1 or W_2 is outside the frequency prohibited zone. Only a part of expressions in (14), (15) is used.

FREQUENCY MODIFICATION METHOD (FMM)

Assume current design point (X) to lie outside the feasible zone as shown in Fig (1). The gradient vectors of W_1^2 and W_1^2 at point (X) are, respectively,

$$\overrightarrow{Y_1} = \left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X}\right) \quad , \quad \overrightarrow{Y_2} = \left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X}\right) \tag{17}$$

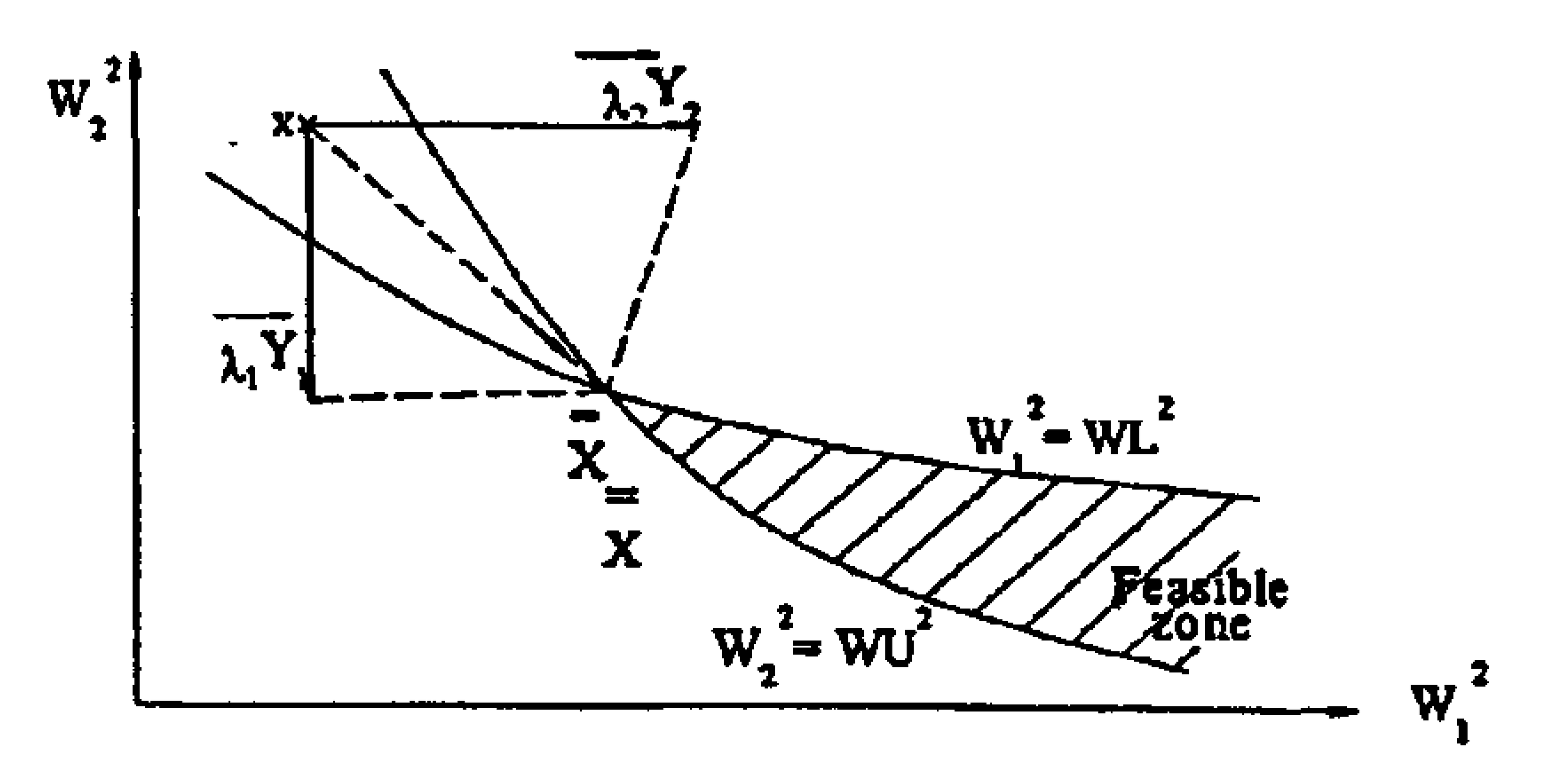


Fig. 1- Frequency Modification Method

Generally speaking, if neither frequency constraints are currently satisfied, it is naturally hoped that both of them will be satisfied after (FMM) this can be attained by moving point X to $\overline{X}$.

Let us further denote the modification vector by $\overrightarrow{\Delta X}$, which can be expressed as linear combination of $\overrightarrow{Y_1}$ and $\overrightarrow{Y2}$ as follows:

$$\overrightarrow{X} = \lambda_1 \overrightarrow{Y_1} + \lambda_2 \overrightarrow{Y_2} \tag{18}$$

of which the component form is:

$$\Delta X_i = \lambda_1 \frac{\partial W_1}{\partial X} + \lambda_1 \frac{\partial W_2}{\partial X} \tag{19}$$

It applies only when X_i is an active design variable. If X_i is a passive one, the modification increment would be:

$$\begin{aligned} \Delta X_i &= XL_i - X_i \\ &= XU_i - X_i \end{aligned} \tag{20}$$

Analogous to the derivation of Eq. (9), the general formulas for modifications of design variables will be

$$\left.\begin{aligned} \overline{X}_i &= X_i + \Delta X_i && \text{when } XL_i < X_i + \Delta X_i < XU_i \\ \overline{X}_i &= XL_i && \text{when } X_i + \Delta X_i \le XL_i \\ \overline{X}_i &= XU_i && \text{when } X_i + \Delta X_i \le XU_i \end{aligned}\right\} \tag{21}$$

Factors λ_1 and, λ_2 in equation (19) are determind by the following Eqns:

$$\begin{aligned} g_{11}\lambda_1 + g_{12}\lambda_2 &= h_1 \\ g_{21}\lambda_1 + g_{22}\lambda_2 &= h_2 \end{aligned} \tag{22}$$

in which

$$\left.\begin{aligned} g_{11} &= \sum_{act}\left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}\right)^2 \\ g_{22} &= \sum_{act}\left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}\right)^2 \\ g_{12} = g_{21} &= \sum_{act}\left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}\right)\left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}\right) \\ h_1 &= (WL^2 - W_1^2) - \sum_{act}\left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}\right)(XL_i - X_i) - \sum_{act}\left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}\right)(XU_i - X_i) \\ h_2 &= (WU^2 - W_2^2) - \sum_{act}\left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}\right)(XL_i - X_i) - \sum_{act}\left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}\right)(XU_i - X_i) \end{aligned}\right\} \tag{23}$$

If only one of frequency constraints is violated severely, such as design point $\overline{\overline{X}}$ in fig (1), it may be better to modify only the corresponding unsatisfied frequency by (FMM). In that case λ_1 and λ_2 in equation (18) should accordingly be determined in a different manner.

FULL-STRESS CRITERION

There, take a floor as space truss structure with current design variables. First, the structure is analyzed statically to work out the maximum internal forces of its element under various loading cases. If the maximum internal force of the i^{th} type

$$\left.\begin{aligned}\overline{X}_i &= F_i X_i \quad \text{when} \quad XL_i < F_i X_i < XU_i \\ \overline{X}_i &= XL_i \quad \text{when} \quad F_i X_i \le XL_i \\ \overline{X}_i &= XU_i \quad \text{when} \quad F_i X_i \ge XU_i\end{aligned}\right\} \quad (9)$$

(X_i) and $(\overline{X_i})$ are the design variables before and after the recurrence, (F_i) is modification on factor which depends not only upon the lagranging multiplier S1, and S2, but also upon (α), α is a user specified parameter ($0 < \alpha < 1$).

Design variables revised according to the first expression of Eq, (7) are referred to as active design variables, and those of the other two expressions of Eq. (7) referred to as passive ones.

In Eq. (8), S1, and S2, are determined according to the frequency constraints. Let us, first assume that (W_1^2) and (W_2^2) are all within the frequency prohibited zone, the revised frequencies increments are respectively:

$$\left.\begin{aligned}\Delta W_1^2 &= (WL^2 - W_1^2) \\ \Delta W_2^2 &= (WU^2 - W_2)\end{aligned}\right\} \quad (10)$$

These amounts are contributed by changes of all variables. If the first approximation of a Taylor expressions results:

$$\left.\begin{aligned}\Delta W_1^2 &= \sum_{i=1}^{EV} \frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}(\overline{X}_i - X_i) \\ \Delta W_2^2 &= \sum_{i=1}^{EV} \frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}(\overline{X}_i - X_i)\end{aligned}\right\} \quad (11)$$

From equation (10)&(11), one obtains

$$\left.\begin{aligned}\sum_{i=1}^{EV} \frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}(\overline{X}_i - X_i) &= (WL^2 - W_1^2) \\ \sum_{i=1}^{EV} \frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}(\overline{X}_i - X_i) &= (WU^2 - W_2^2)\end{aligned}\right\} \quad (12)$$

Where the $\overline{X}_i$ may be active design variables, if they obey the first expression of Eq.(9) or passive ones if they obey one of the other two expressions of Eq. (9) thus, Eq. (12) can be expressed as:

$$\left.\begin{aligned}\sum_{act} \frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}(F_i - 1)X_i + (\Delta W_1^2)_{pass} &= (WL^2 - W_1^2) \\ \sum_{act} \frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}(F_i - 1)X_i + (\Delta W_2^2)_{pass} &= (WU^2 - W_2^2)\end{aligned}\right\} \quad (13)$$

Where the incremental frequency shifts due to passive variables are:

$$(\Delta W_p^2)_{pass} = \sum_{pass} \frac{\partial W_p^2}{\partial X_i}(\overline{X}_i - X_i) \qquad (p=1,2)$$

Substituting equation (8) into equation (13), yields the following equation for S1, S2:

$$\left.\begin{aligned}a_{11}S1 + a_{12}S2 &= b_1 \\ a_{21}S1 + a_{22}S2 &= b_2\end{aligned}\right\} \quad (14)$$

where:

$$\left.\begin{aligned}a_{11} &= \sum_{act} \frac{(X_i)^2}{V(X_i)}\left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}\right)^2 \\ a_{22} &= \sum_{act} \frac{(X_i)^2}{V(X_i)}\left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}\right)^2 \\ a_{12} = a_{21} &= -\sum_{act} \frac{(X_i)^2}{V(X_i)}\left(\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}\right)^2\left(\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}\right)^2 \\ b_1 &= -\sum_{act} \frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}X_i - \frac{(WL^2 - W_1^2) - (\Delta W_1^2)_{pass}}{1-\alpha} \\ b_2 &= \sum_{act} \frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}X_i - \frac{(WU^2 - W_2^2) - (\Delta W_2^2)_{pass}}{1-\alpha}\end{aligned}\right\} \quad (15)$$

The partial derivatives $\left(\frac{\partial W_p^2}{\partial X_i}\right)$ can be calculated by virtue of the well-known formula:

$$\frac{\partial W_p^2}{\partial X_i} = u^T \frac{\partial k}{\partial X_i} u - W_p^2 u^T \frac{\partial M}{\partial X_i} u \quad (16)$$

In which W_p^2 and $\underline{u}$ are the p^{th} order of eigenvalue and corresponding normalized eigenvector.

where:

i	EV
EV	= The number of independent design variables
X_i	= $(Ai, h)^T$
A_i	= area of i^{th} element
h	= height of space steel floor
(K)	= Structural stiffness matrix.
(M)	= Structural mass matrix.
(u)	The natural mode.
W	= The natural angular frequency.
W_1,W_2	= The first and second natural frequency.
WU,WL	= The upper and lower bounds of the frequency prohibited zone.
X_I	= The $_i^{th}$ design variables.
XU_i, XL_I	= The upper and lower bounds of design variables
XU	= (AU , hU)
XL	= (AL , hL)
AU,AL	=The upper and lower bounds of member cross-sectional area.
hU,hL	=The upper and lower bounds of the space steel floor height.

The lagrangian of the extreme value problem described as Eq. (1), is:

$$\left.\begin{array}{l} L(X,\gamma,\beta,S1,S2)= \\ \quad (V(X)+S1(W_1^2 - WL^2)-S2(W_2^2 - WU^2)) \\ \quad -\sum_{i=1}^{EV}\gamma_i\,(X_i - XL_i)+\sum_{i=1}^{EV}\beta_i(X_i - XU_i) \end{array}\right\} \quad (2)$$

β

where:

$$\gamma_i = [\gamma_1, \gamma_2, \ldots\ldots, \gamma_{EV}]^T$$

$$\beta_i = [\beta_1, \beta_2, \ldots\ldots, \beta_{EV}]^T$$

To apply the Kuhn-Tucker condition, Eq. (2) should be differentiated with respect to (X_i). This gives.

$$\left.\frac{\partial L}{\partial X}=\frac{\partial V(X_i)}{\partial X_i}+S1\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}-S2\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i}-\gamma_i+\beta_i=0\right\} \quad (3)$$

And the following constraints should also be satisfied:

$$\left.\begin{array}{r} S1(W_1^2 - WL^2)=0 \\ S2(W_2^2 - WU^2)=0 \\ \gamma_i\,(X_1 - XL_i)=0 \\ \beta_i\,(X_1 - XU_i)=0 \\ (W_1^2 - WL^2)\le 0 \\ -(W_2^2 - WU^2)\le 0 \\ -(X_1 - XL_i)\le 0 \\ (X_1 - XU_i)\le 0 \\ S1,S2\ge 0 \\ \gamma,\beta\ge 0 \end{array}\right\} \quad (4)$$

Eq. (3) and (4) can be rewritten in more compacted form. As follows:

$$\left.\begin{array}{l} \frac{\partial V(X_i)}{\partial X_i}+S1\frac{\partial W_1^2}{\partial X_i}-S2\frac{\partial W_2^2}{\partial X_i} \\ \qquad =0 \quad XL_i < X_i < XU_i \\ \qquad \ge 0 \quad X_i = XL_i \\ \qquad \le 0 \quad X_i = XU_i \end{array}\right\} \quad (5)$$

Then:

$$\left.\begin{array}{lll} S1=0 & \text{when} & W_1^2 < WL^2 \\ \quad <0 & \text{when} & W_1^2 = WL^2 \\ S2=0 & \text{when} & W_2^2 > WU^2 \\ \quad >0 & \text{when} & W_2^2 = WU^2 \end{array}\right\} \quad (6)$$

Multiply both sides of Eq. (5) by $(1 - \alpha)X_i$, the following expression is obtained:

$$\left.\begin{array}{lll} X_i = F_iX_i & \text{when} & XL_i < X_i < XU_i \\ X_i \ge F_iX_i & \text{when} & X_i = XL_i \\ X_i \le F_iX_i & \text{when} & X_i = XU_i \end{array}\right\} \quad (7)$$

in which,

$$\left.F_i=\alpha+\frac{1-\alpha}{\frac{\partial V(X_i)}{\partial X_i}}\left(-S1\frac{\partial W_1^2)}{\partial X_i}+S2\frac{\partial W_2^2)}{\partial X_i}\right)\right\} \quad (8)$$

The recursive design formulas can be derived from Eq. (7), as follows:

OPTIMUM VOLUME OF SPACE STEEL FLOOR WITH FREQUENCY CONSTRAINTS

By
MAZHAR M. SALEH*

ABSTRACT

A Lagrange algorithm based on the Kuhn-Tucker criteria about the optimum volume design of a space steel floor under frequency constraints is presented. For a given space floor configuration, frequency prohibited zone is a formulation which requires any characteristic frequency of the space steel floor not to fall into a certain frequency region.

Design variables are permitted to be the cross-sectional area of elements, and the height of space floor. The upper and lower bounds of each design variable are specified, and the stress constraints based on full-stress criteria may also be taken into consideration. Three models are presented to illustrate the algorithm described in this paper.

INTRODUCTION

This paper is concerned of the space steel floor minimization volume in which the first and the second natural frequency are outside the frequency prohibited zone.

Due to the highly nonlinear characteristic of the dynamic optimality design of space floor, the main efforts have been focused on the optimality criteria algorithm with structure subjected to frequency constraints. Volume minimization of space steel floor on the geometrical configuration has been mentioned rarely, although it may be of special importance in practical engineering designs.

In the literature on structural design optimization two kinds of constraints have been considered, i.e., first, is the static quantities constraints (6,7), and on directly related to the stresses, side, buckling, and displacement, second, is the frequency constraints (1,2,4), related to the free vibration of structure. The stress constraints can be taken into account according to the full-stress criteria. In this paper the damping factors developed by Lin and Che (2), are used to accelerate the convergence of iteration algorithm of Kuhn-Tucker criterion.

Following this introduction a formal problem statement is developed, frequency modification is discussed, Kuhn-Tucker algorithm is indicated, and three models are presented. It is hoped that through these models, it will be possible to see more clearly the mechanisms at work and, thus, develop some intuition concerning both, allowable stress algorithms and the frequency modification of space steel floor to which they are applied.

* Associate Prof., Structural Department Faculty of Engineering, Cairo University, Giza.

PROBLEM STATEMENT

This paper considers the minimum volume of space steel floor including a first and second natural frequency has to be outside the frequency prohibited region. The specification of the frequency-prohibited zone is according to the demand of avoiding resonance. The upper and lower bounds of the frequency-prohibited zone are denoted by (WU, WL).

The design variables (X_i) are permitted to be the area of elements and the height of space steel floor. If the number of its elements of space steel floor is (E), and that of its design variables is (EV), any variable (X_i) has to be within the upper and lower bounds of each variables (XU, XL). The space steel floor minimization problem treated here can be stated in the following standard form.

$$\text{Minimize } V(Xi) \text{ Subject to:} \left.\begin{array}{l} W1 < WL \\ W2 > WU \\ Xi > (XL)i \\ Xi < (XU)i \\ (K)(u) = W^2(M)(u) \end{array}\right\} \quad (1)$$

observation and investigate its effect.

6. The maximum strain for confined circular columns increased linearly with the effective confinement stress. A relation for calculating the maximum strain as a function of the lateral steel volumetric ratio was proposed.

REFERENCES

1- *Lloyd, N.A. and Rangan, B.V. "Studies on High Strength Concrete Columns under Eccentric Compression" ACI Struct. Jr., V. 93, November, 1996.*

2- *Ibrahim, H.H. and MacGreoger, J.G. " Tests of Eccentrically Loaded High Strength Concrete Columns", ACI Struct. Jr., V. 93, September, 1996.*

3- *Lloyd, N.A. and Rangan, B.V., " Studies on High Strength Concrete Columns under Eccentric Compression ", ACI Struct. Jr., V. 93, November, 1996.*

4- *Claeson, C. and Gylltoft, K. " Slender High Strength Concrete Columns Subjected to Eccentric Loading", Journal of Structural Eng., V. 124, No. 3, 1998.*

5- *Matinez, S., Nilson, A.H. and Slate, F.O., " Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns", ACI Struct. Jr., V. 81, Sept., 1984.*

6- *Samra, R.M., Deeb, N.A. and Madi, U.R. " Transverse Steel Content in Spiral Concrete Columns Subject to Eccentric Loading ", ACI Struct. Jr., V. 93, July, 1996.*

7- *Pessiki, S. and Pieroni, A., " Axial Load Behavior of Large Scale Spirally Reinforced High Strength Concrete Columns ",ACI Struct. Jr., V. 94, May, 1997.*

8- *Sherif, E.I. et al, " Behavior of High Strength Concrete Circular Columns with Spirals and Hoops Under Axial Loads and Simulated Seismic Loads", M.Sc. Thesis, Cairo University, 1999.*

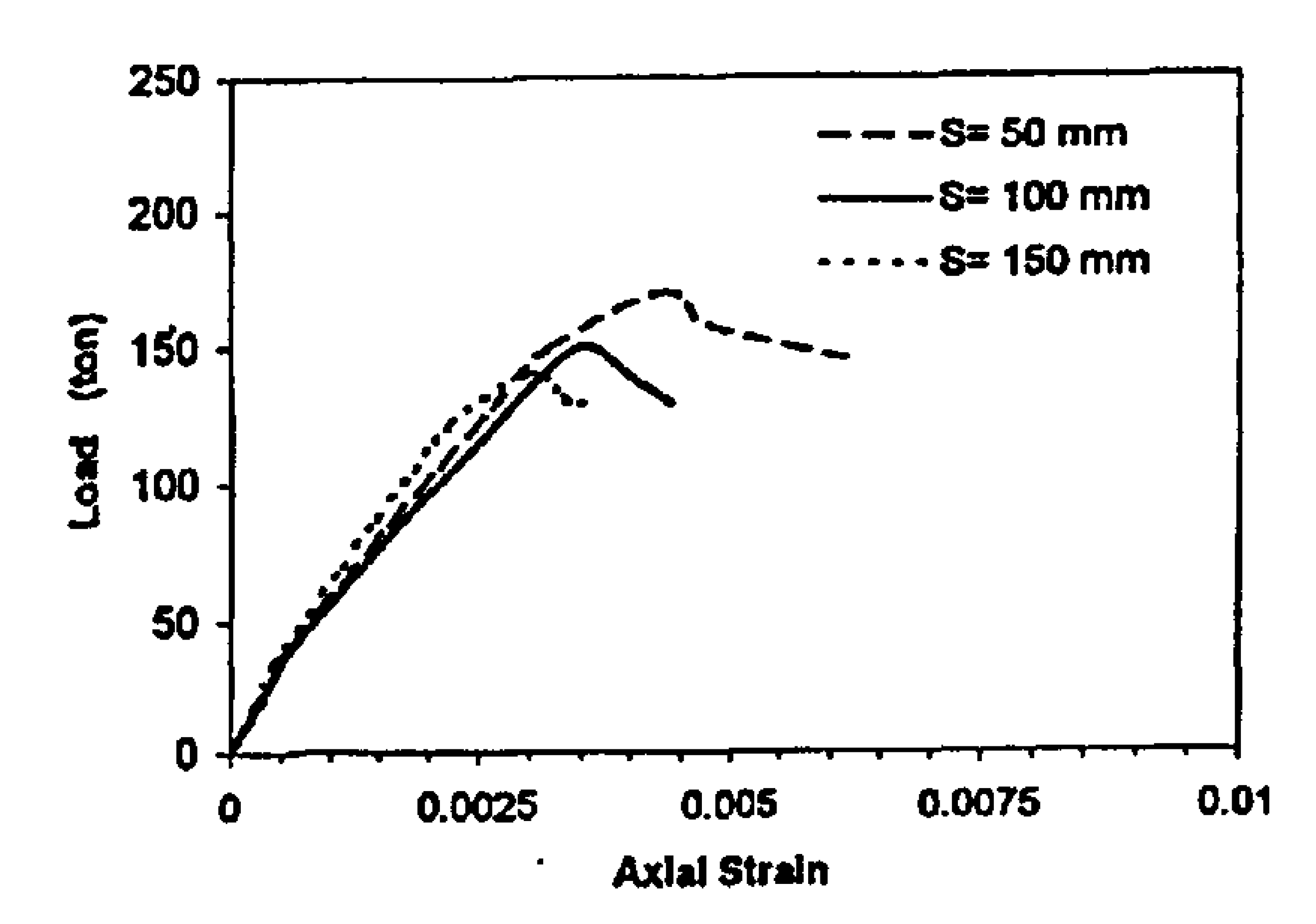


Fig. 10- Load Axial strain relationship for spiral columns.

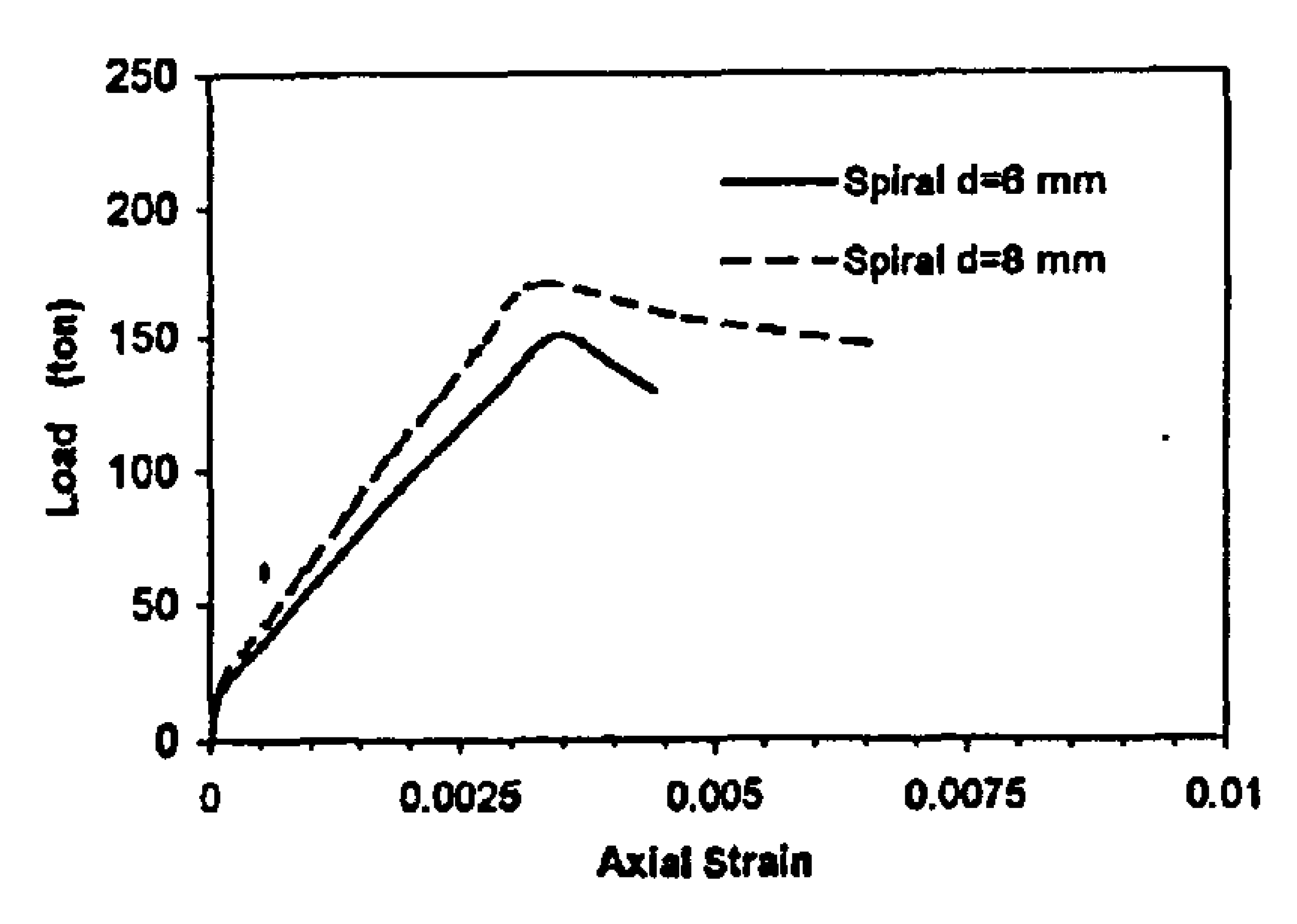


Fig. 11- Effects of stirrup diameter on load - axial strain relationship.

unconfined column (0.003) plus an increment that varies linearly with effective confinement stress, as shown in Fig. (12). It can be proposed that the maximum axial strain of concrete at peak can be calculated from the following relation

$$\xi_{ccu} = .003 + 8\times10^{-5} f_c$$

where the effective confinement stress units are kg/cm^2.

Electrical strain gauges were placed on ties and vertical bars in a limited number of test specimens. Columns showed vertical steel strains increasing with decreasing the spacing between lateral steel. In addition, none of the reinforcing bars in the columns of all groups had reached yielding at maximum load, in contrast to the usual assumption in design. However, in both tied and spiral columns, bars with tie spacing of 15 cm were close to yield. Further tests are required to prove these observations and investigate their effect, as well as, the variation of lateral steel yield strength on both confinement and ductility.

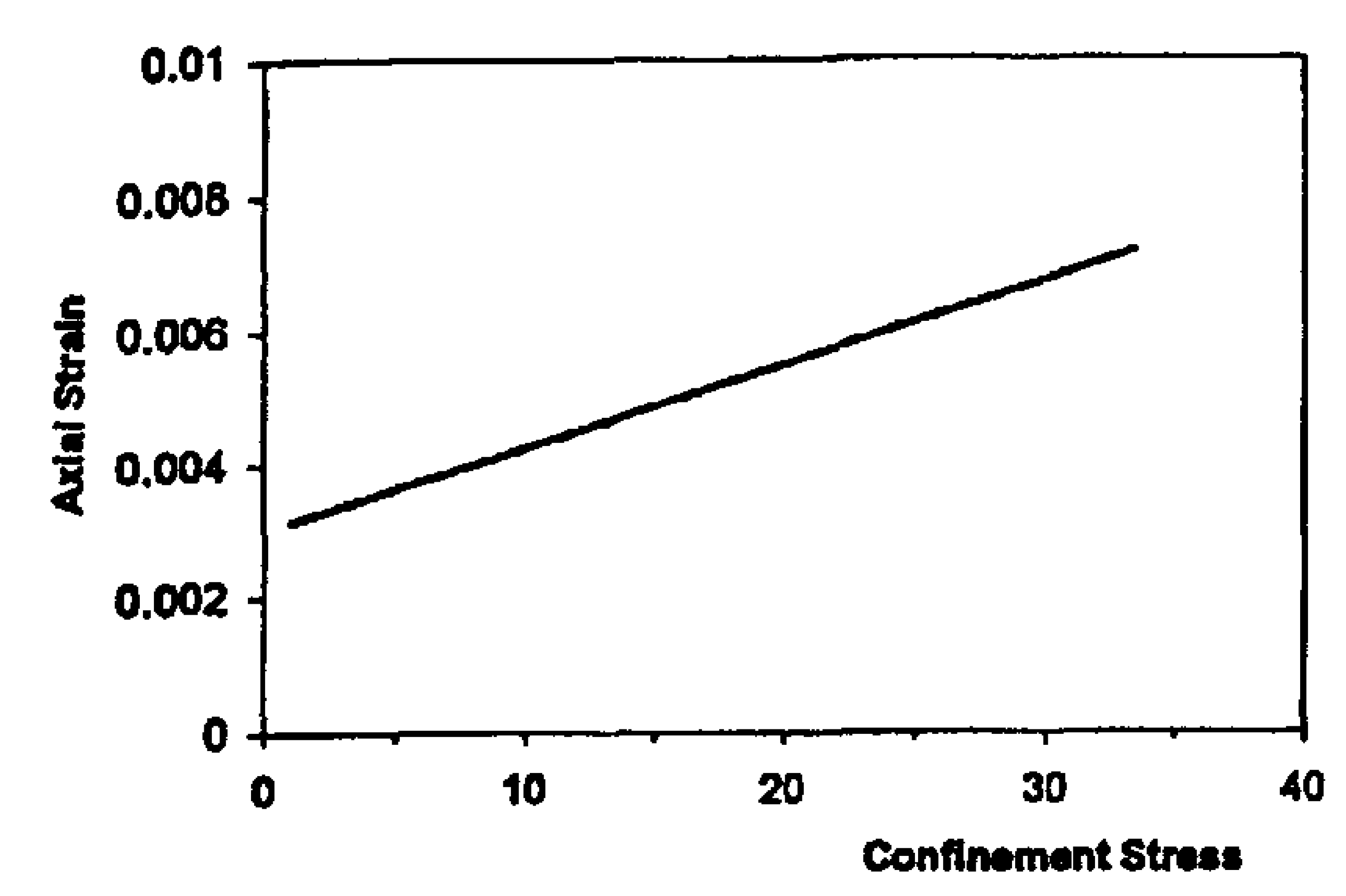


Fig. 12- Effect of confinement stress on axial strain for spiral columns.

SUMMARY AND CONCLUSION

The results of a research program on the behavior of high strength concrete circular columns under eccentric compression are presented. Fourteen columns were tested; the variables were eccentricity of load, type of lateral hoops, transverse steel diameter and spacing between lateral hoops. The test program was successful in providing data relating to the behavior of high strength concrete circular columns subjected to eccentric loading. Based on test results, the following conclusions are drawn:

1. The column strength is strongly affected by the amount of the eccentricity. It was found that increasing the eccentricity, HSC column strength decreased rapidly and mid height deflection increased.
2. Columns with small load eccentricity ($e < d/4$) failed in a brittle manner, while columns with larger load eccentricity were less brittle.
3. Using closer stirrup spacing or increasing stirrup diameter did not significantly increase the load capacity, it did contribute to a less brittle behavior after the maximum load has been reached.
4. The lateral reinforcement provided with spacing greater than half the diameter were insufficient to prevent buckling of longitudinal bars and to provide confinement for columns with eccentricity 0.25 the diameter.
5. Contrary to the usual assumption in design, none of the reinforcing bars reached yield strength. Further tests are required to prove this

This indicates that the different amounts of lateral steel have an insignificant effect on the maximum displacement and ductility of the test columns.

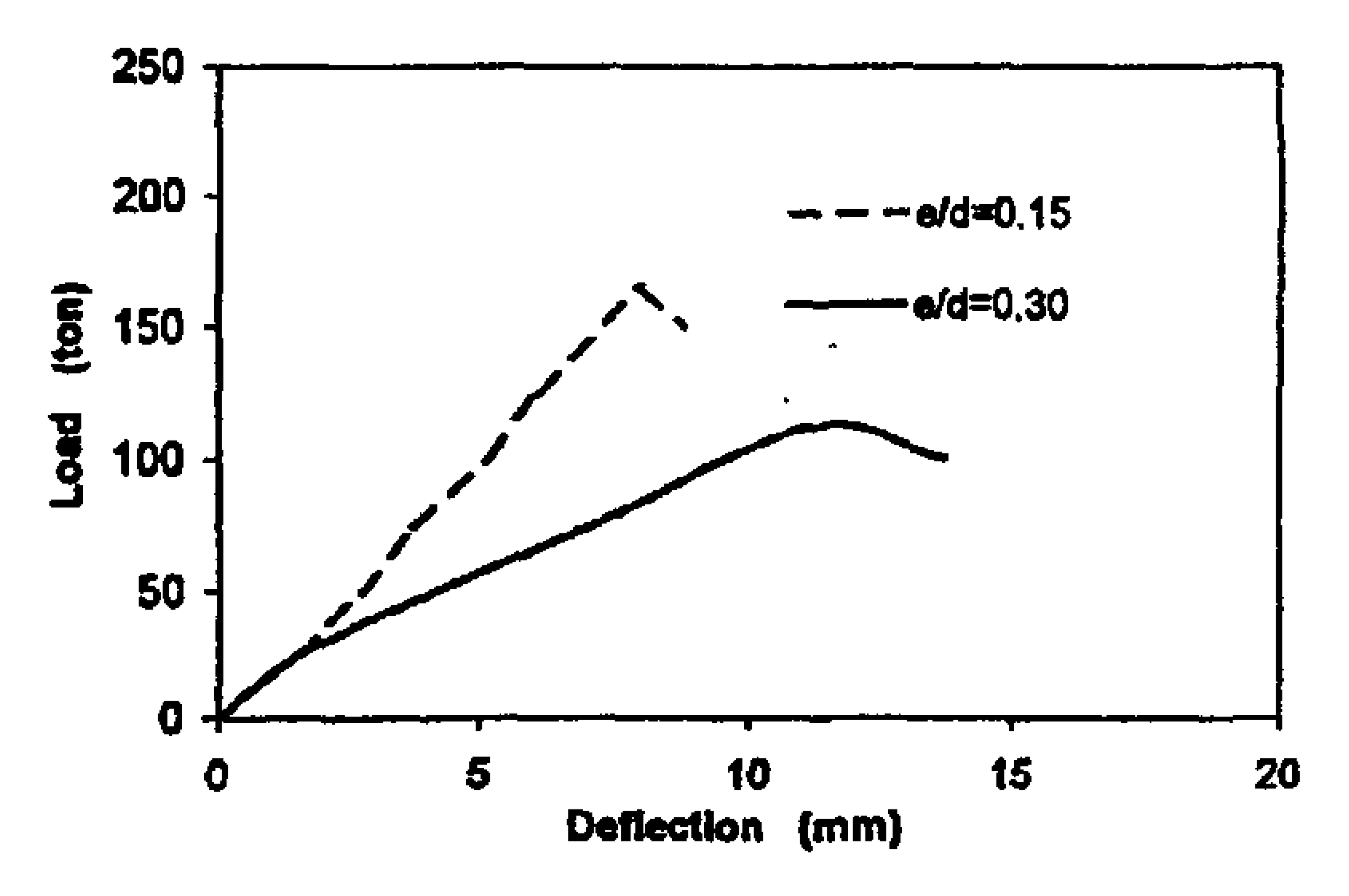


Fig. 6- Load - mid height deflection relationship for spiral columns.

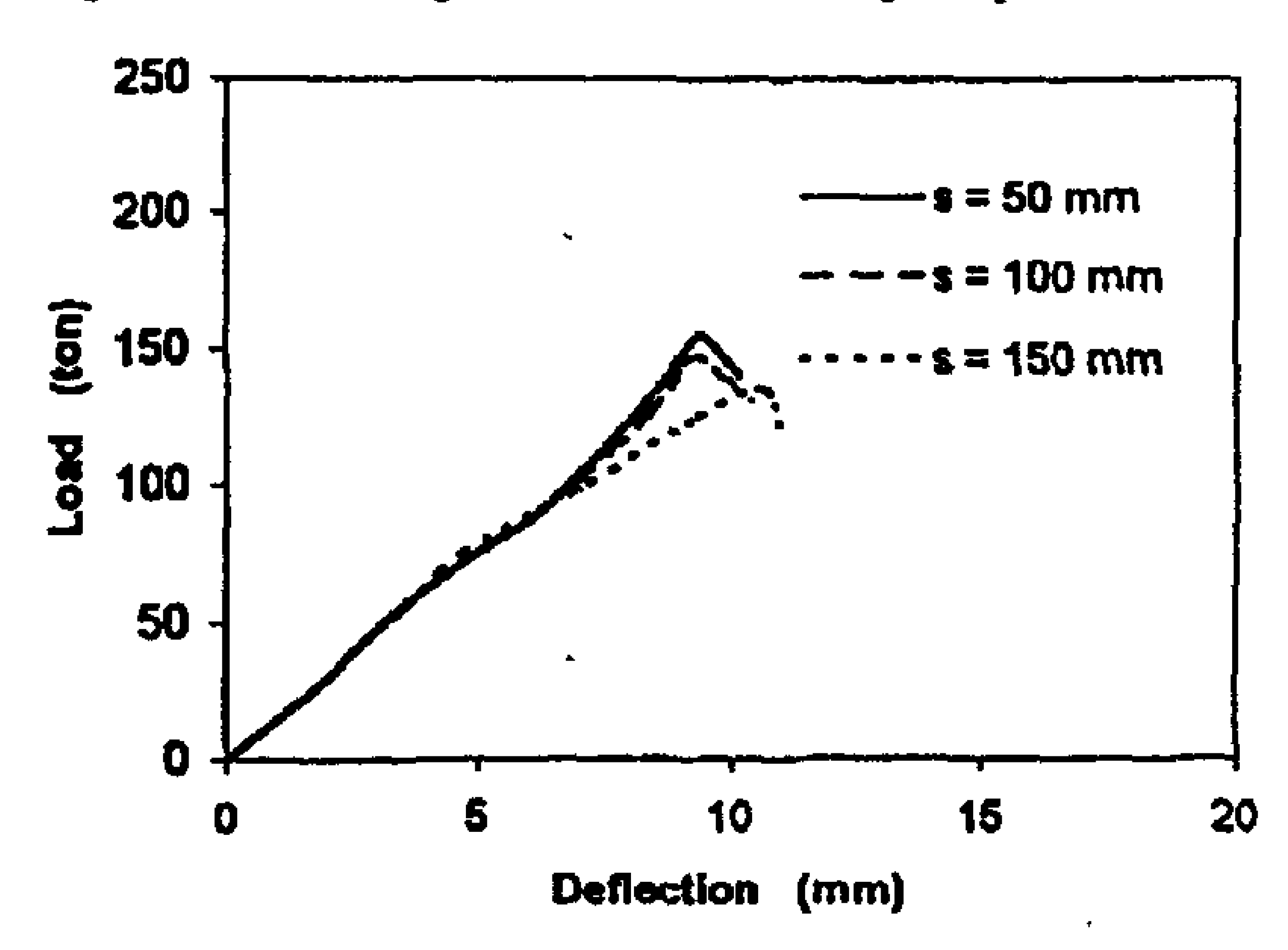


Fig. 7- Load - deflection relationship for tied columns.

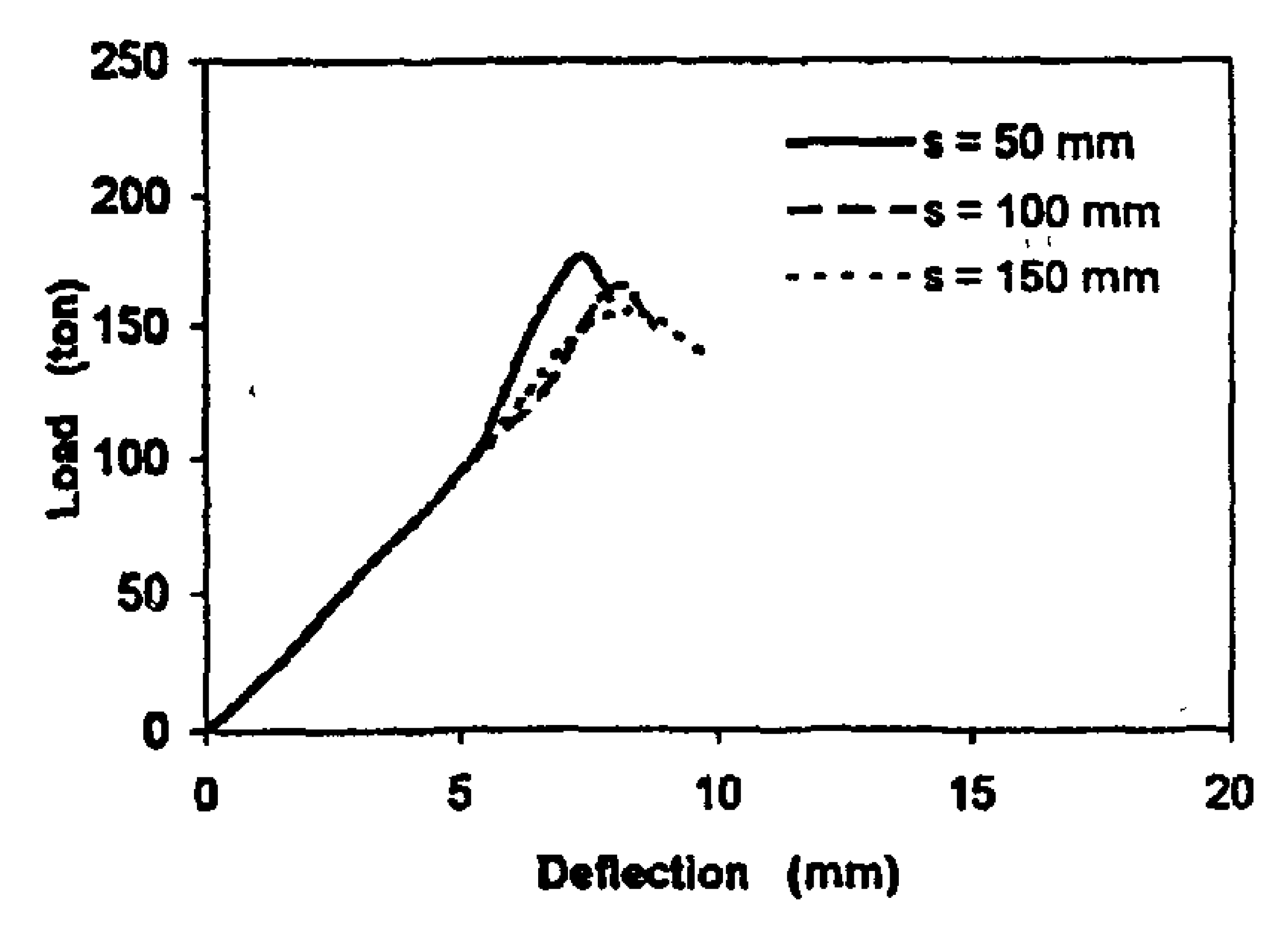


Fig. 8- Load - deflection relationship for spiral columns.

Strains

Figures (9) and (10) present the relation between maximum load and concrete strain for the test columns with variable spacing of lateral steel. The figures indicated that lateral steel had an insignificant effect on the first part of the load strain relation. It is noticed from these figures that decreasing the spacing between ties improves the post peak behavior of the specimens. Decreasing hoop spacing from 15 cm to 5 cm increased the maximum strain by about 100% and 67% for tied and spiral columns, respectively. Also, The tie spacing of 15 cm was found to be ineffective in confining the vertical steel as the vertical bars buckled as soon as the load reached the maximum capacity of the test columns. Increasing the diameter of lateral reinforcement was found to have the same effect as reducing the spacing between ties, Fig. (11). In both cases, their effect on the first part was found to be insignificant for tied columns. However, for spiral columns, a small effect was noticed. It was also noticed, as was found earlier[5], that the strain at maximum load increased as the confinement stress increased by decreasing the spacing or increasing the diameter of the lateral steel. It was proposed that the effective confinement stress can be represented by the relation:

$$f_c = 2\frac{A_{sp}f_y}{d_c S}\left(1-\frac{S}{d_c}\right)$$

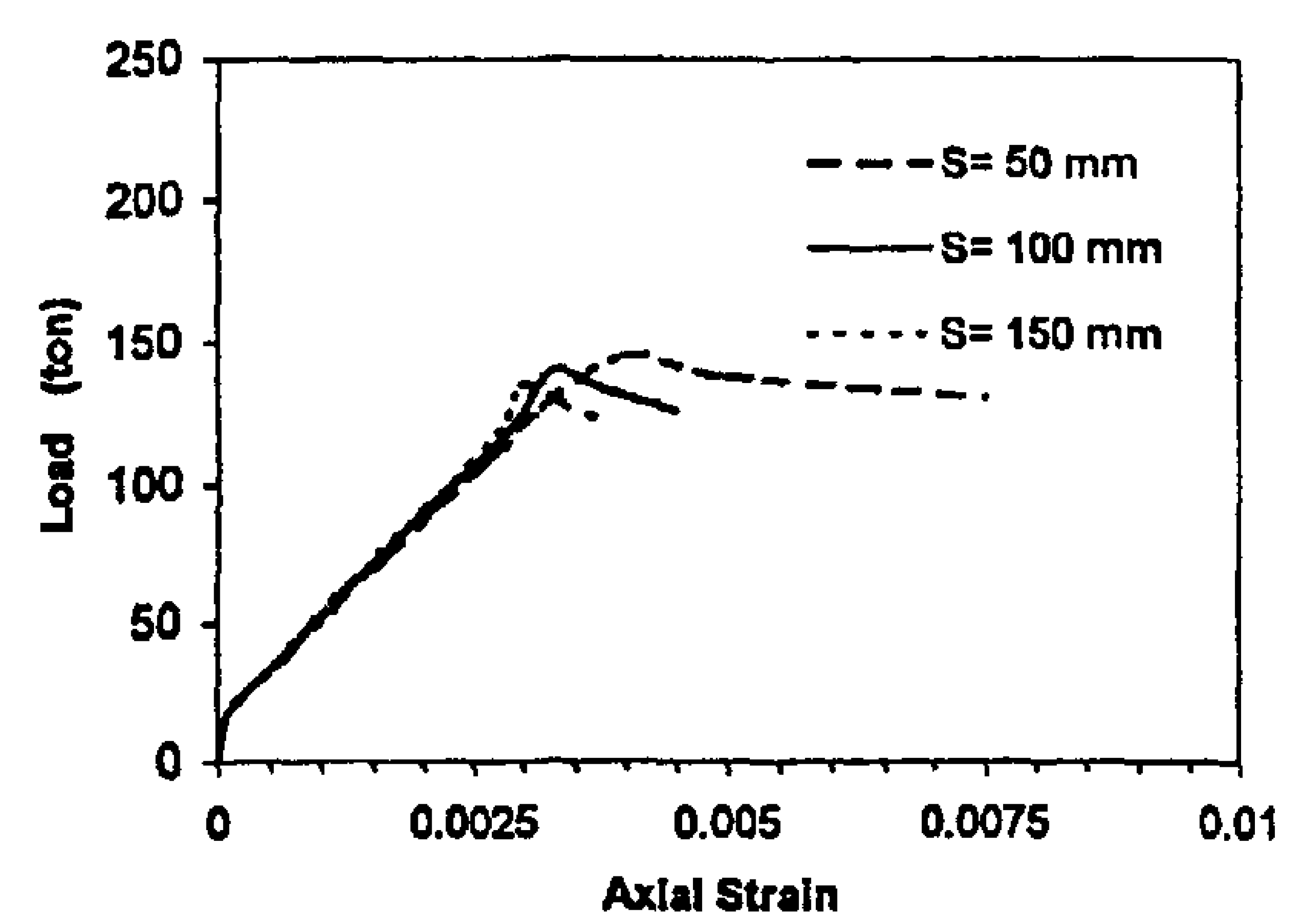


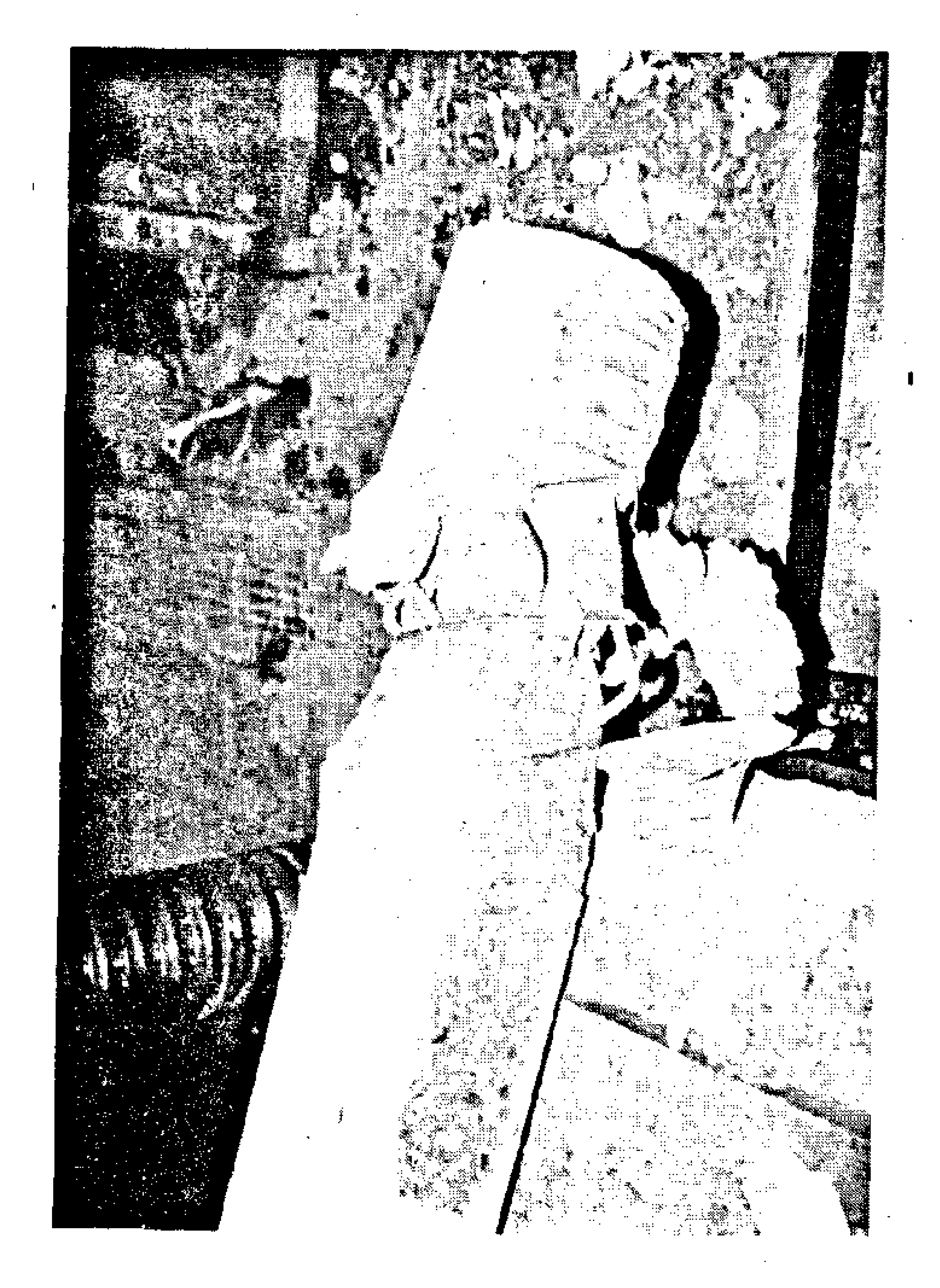
Fig. 9- Load - axial strain relationship for tied columns.

where,

f_c = Effective confinement stress
A_{sp} = Area of stirrup branch
d_c = Outside diameter of stirrups
S = Spacing between stirrups
f_y = Yield stress of lateral steel

The maximum axial strain for confined columns can be represented by the axial strain of

(3-b). On the other hand, the lateral reinforcement provided was adequate to prevent buckling of bars for columns with larger load eccentricity.



a- e> d/4



B- e < d/4

Fig. 3- Failure mode of test specimens

The maximum compressive load resisted by each specimen is given in Table (2). It can be seen from that table and Fig. (4) that the failure load was dependent on eccentricity of load. An increase in load eccentricity from 0.0 to 0.3 resulted in a decrease in failure load by about 50% and 47% for tied and spiral columns, respectively.

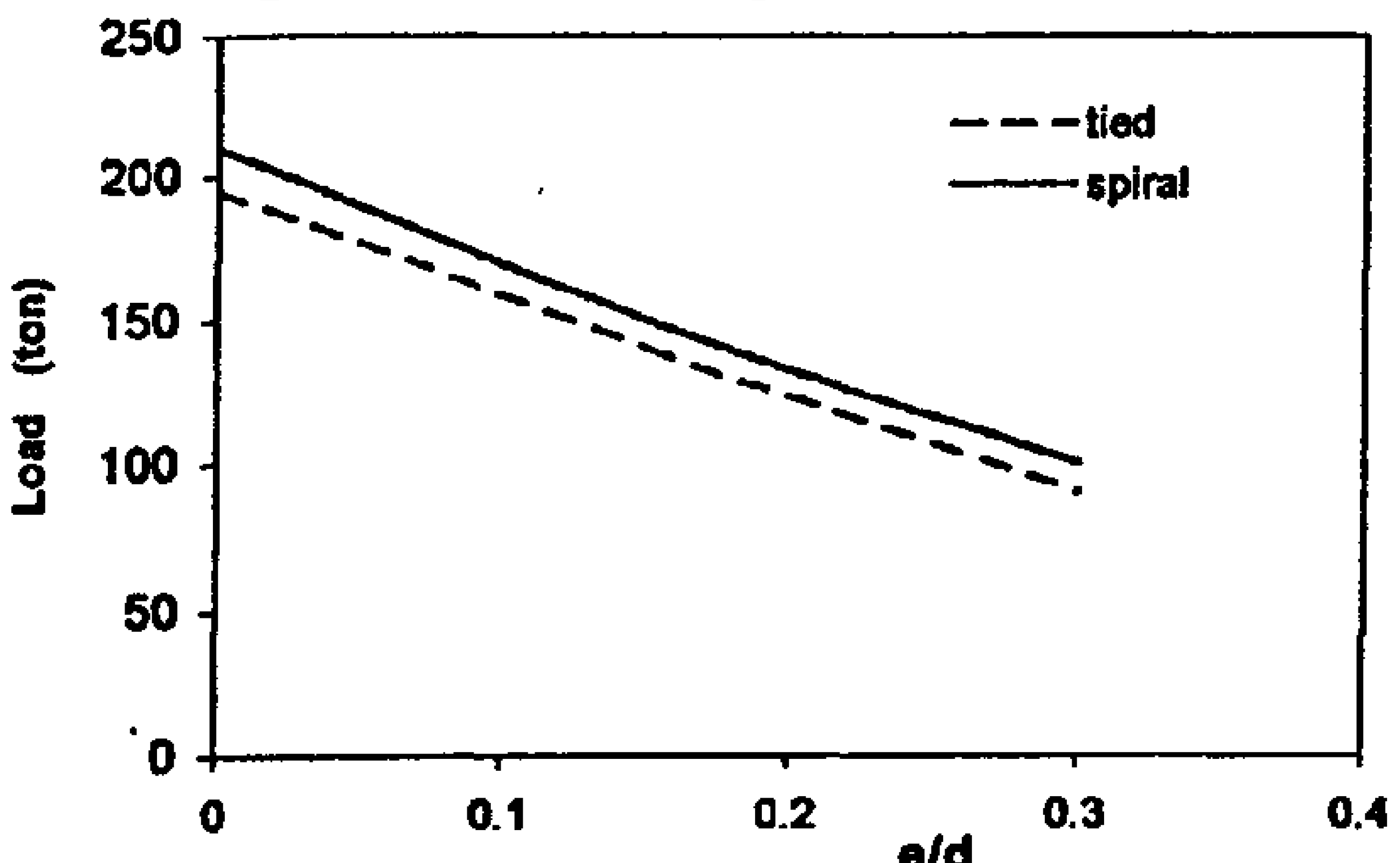


Fig. 4- Effect of load eccentricity on ultimate capacity.

Load deflection curves

Figures (5) and (6) illustrate typical load deflection relations at midheight for the test columns. The graphs highlight the behavior and ductility of the tied and spiral columns, respectively. An important parameter that influenced the trend of load deflection graphs was the load eccentricity. It was observed that columns with small load eccentricity exhibited little or no deformation beyond the peak load. It can be seen that as the eccentricity increased to 0.3, the slope of the load deflection curves decreased by about 69% and 76.5% for tied and spiral columns, respectively. Also, the maximum lateral displacement increased by an average value of about 46.5%.

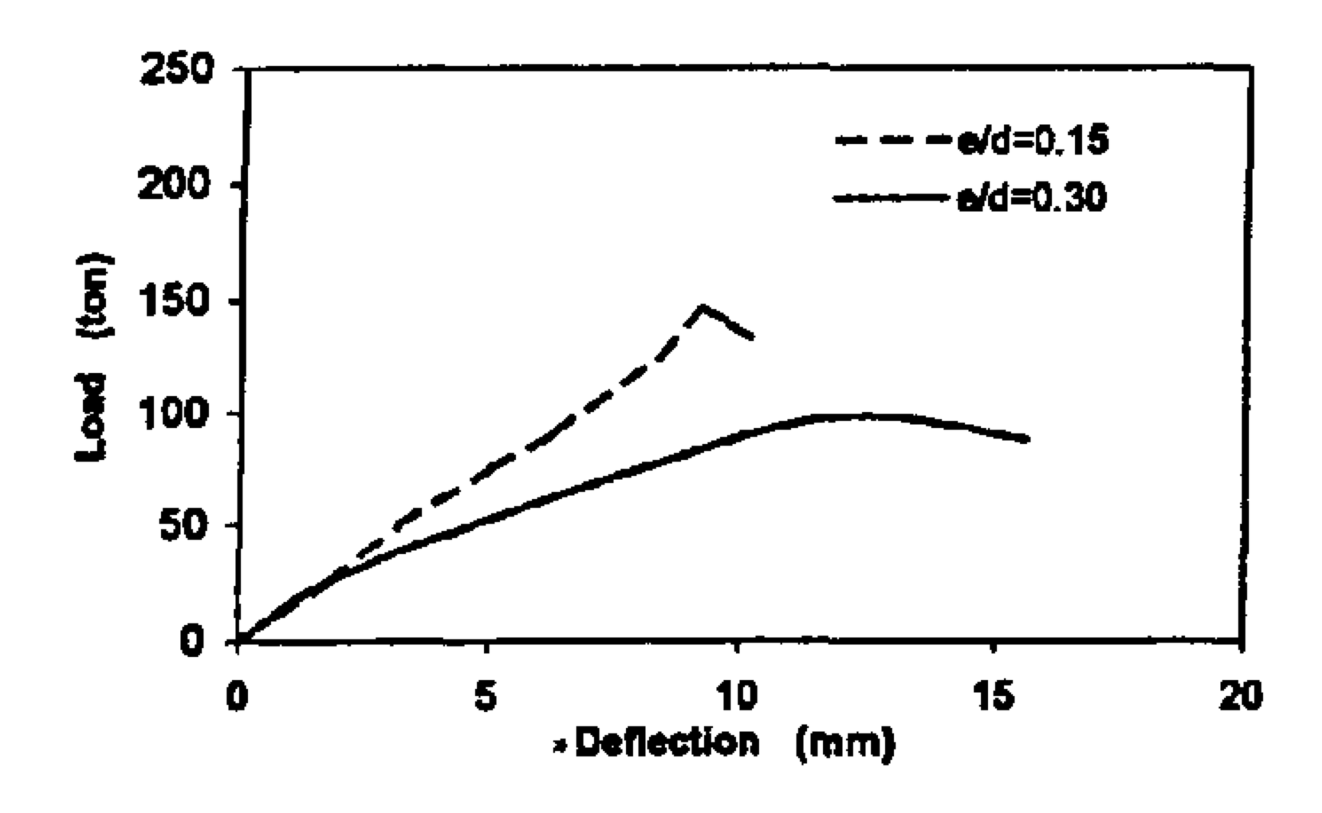


Fig. 5- Load - mid height deflection relationship for tied columns.

It was noticed that the load deflection relations, for columns with variable spacing and diameter of lateral steel, Fig. (7 and 8), are almost the same.

of two weeks. Concrete test cubes were cast at same time with the specimens and they were tested in compression at the same day of testing the column.

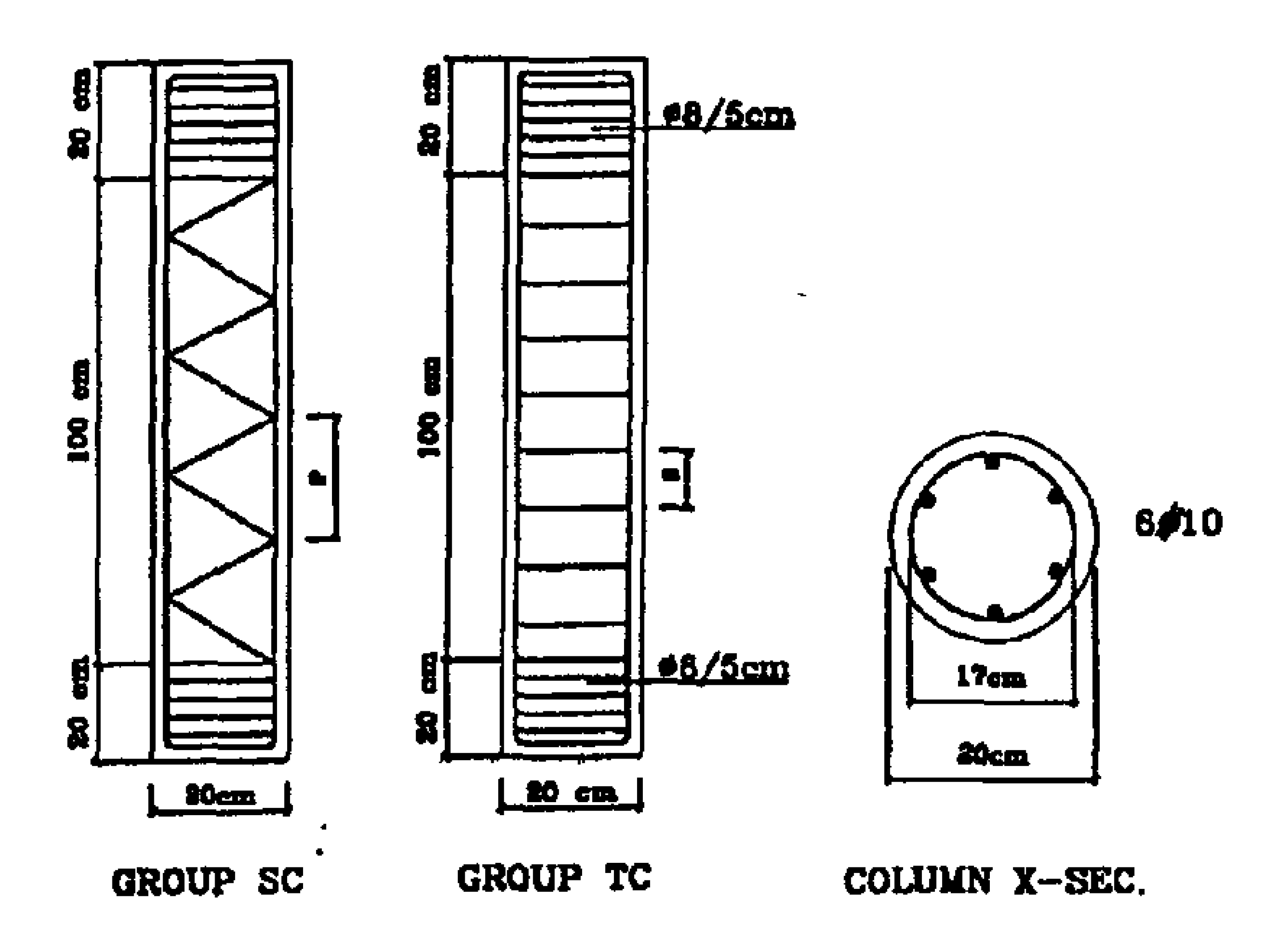


Fig. 1- Overall dimensions and reinforcement details of test columns.

Test setup and instrumentation

Columns were tested using Amsler compression machine with a maximum load capacity of 500 ton. The test specimen is placed on a movable platen with four wheels and the platen is carried by a spherical support resting on a pressure ram. To eliminate any nonuniform loading due to uneven top and bottom surfaces, a thin layer of a deformable material was applied at both ends of each specimen before testing. The position of the columns was adjusted to get the required eccentricity. The load was applied to the specimen through a steel plate 5cm x 5cm x 2cm to provide the required concentrated load.

The test columns were loaded up to failure with increments of 25 ton. Due to the nature of the loading system, it was difficult to obtain the complete unloading part of the load deformation curve. However, an attempt was made to manually control the machine, after reaching the peak load, in order to trace the unloading part to some extent.

Specimens were instrumented to obtain maximum load, midheight deflection, vertical and lateral steel strains and surface concrete strain. The loading setup and typical instrumentation of test specimens are shown in Fig. (2).

DISCUSSION OF TEST RESULTS

A summary of test results for each column is given in Table (2) in addition to Fig. (3) through Fig.(12) which present the overall behavior for each column. The effect of the studied parameters on the ultimate capacity, failure mode, load-deflection relationship and strain in both concrete and vertical and transverse steel reinforcement has been discussed herein after.

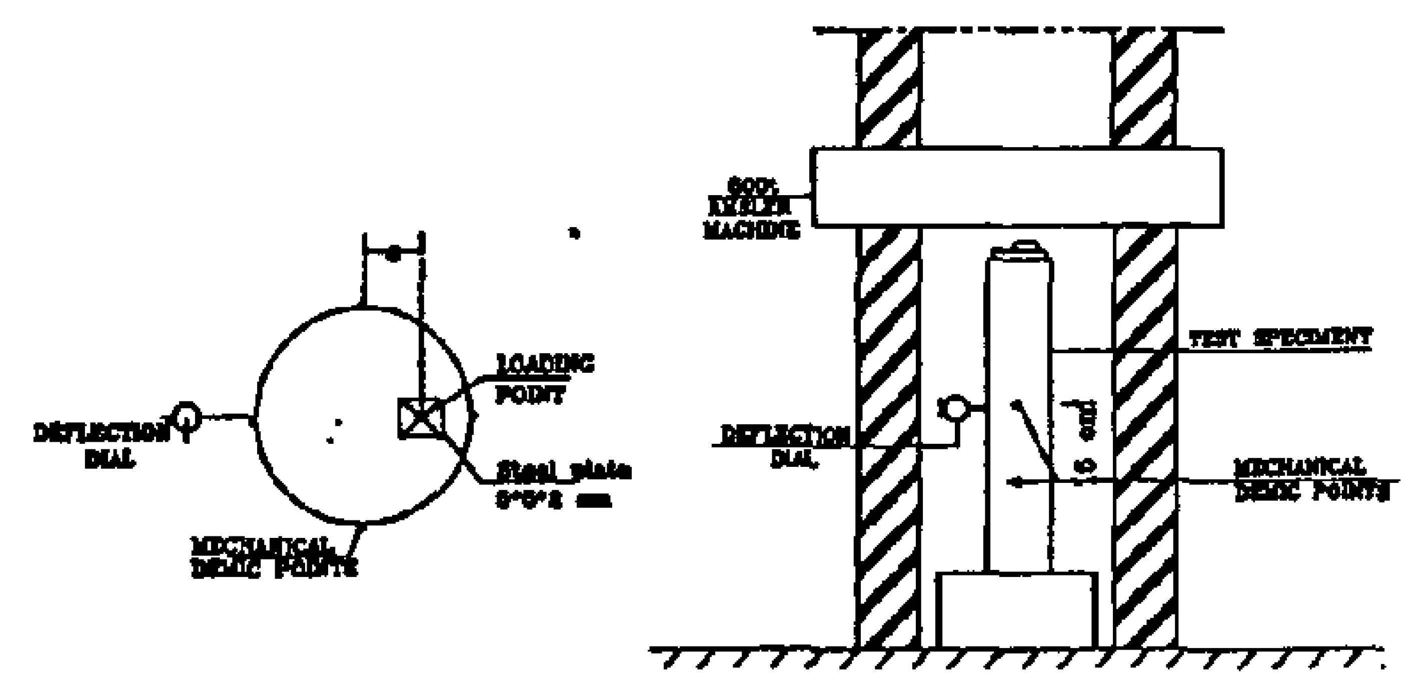


Fig. 2- Test setup and Measurement Locations.

Table 2- Test Results

Specimen	f_{cu} (kg/cm^2)	P_{max} (ton)	Displacement (mm)
T1	624	195	0
T2	624	146.5	10.39
T3	624	98	15.62
T4	624	155	10.15
T5	624	135	11.05
T6	603	165	9.78
T7	603	145	10.11
S1	611	210	0
S2	611	165	8.74
S3	611	112	13.71
S4	611	176.5	7.92
S5	611	155	9.69
S6	603	190	7.48
S7	603	160	8.44

Ultimate capacity and failure mode

During the column testing, the concrete surface was observed for the development of cracks, particularly in the vertical direction. Small vertical cracks usually developed below the function of the top of the test region and the top end block of the test machine. These cracks, were probably due to stress concentrations at the transition zones. The specimens failed by crushing in the most compressed fibers of the compression face with large pieces of concrete thrown from the test column.

In general, columns failed close to mid height. Columns with large load eccentricity (e > d/4) had sheet spalling of the concrete in the compression zone Fig. (3-a). For columns with small load eccentricity (e < d/4), the lateral reinforcement provided were insufficient (s > d/2), to insure ductile failure mode. These columns failed in a sudden brittle manner. At the time of failure, the cover spalled out and vertical bars buckled Fig.

columns [4] showed that the failure of high strength concrete columns is brittle. While the closer stirrup spacing did not increase the load capacity, it did contribute to a less brittle behavior after the maximum load had been reached.

Results of an experimental investigation to establish the response of HSC columns, confined with steel spirals, when subjected to short term compressive concentric loading [5] indicate the need to reexamine ACI code procedures. Spirals designed according to ACI recommendations provide strength gain sufficient to compensate for spalling of column cover for columns with cylinder strength up to about 830 kg/cm^2. However, high strength columns showed a rapid decrease in carrying capacity after maximum load is reached.

A theoretical study [6] was conducted to evaluate the ACI code requirement for transverse reinforcement. The results came up with a proposed equation which provides the eccentricity level and the diameter of the section in a dimensionless quantity. It was shown that as the eccentricity to section diameter ratio increases, more transverse steel is required.

The axial load behavior of 8 large scale spirally reinforced high strength concrete columns was investigated [7]. Results indicated that columns with a higher longitudinal reinforcement ratio were able to maintain peak resistance for a large displacement but exhibited less ductility.

An experimental program of two completely separate phases [8] was conducted to study the behavior of HSC circular columns subjected to different loading conditions The first phase included fifteen columns under monotonically increasing axial load, while the second phase consisted of twelve columns under combined axial load and increasing lateral cyclic load. It was found that the increase of the volumetric ratio of spirals or hoops significantly improve strength and ductility of confined concrete. Also, the higher the axial load, the greater the quantity of transverse steel needed to maintain the strength and ductility of concrete.

This paper reports results of fourteen reinforced HSC circular columns subjected to axial loads with variable range of eccentricities. The main purpose of the tests was to provide more information about the behavior of circular HSC columns under the effect of combined axial load and uniaxial bending. The variables included type of confinement steel, spacing between lateral steel and eccentricity of applied load.

EXPERIMENTAL PROGRAM

Test specimens

The test program included two series of circular columns. The first series consisted of seven circular columns (TC) with separate ties. The second series consisted of seven circular columns with spiral ties (SC). Table (1) gives specimens properties and test variables for each column. All specimens are one meter height and 20 cm diameter. They were reinforced with six high grade steel bars with a diameter of 10 mm. Figure (1) shows the overall dimensions of the test specimens as well as the typical reinforcement details for the two groups.

Table 1- Properties of Tested Specimens

Specimen	f_{cu} (kg/cm^2)	Eccentricity (mm)	Lateral Reinforcement		
			Type	Diameter (mm)	Spacing (mm)
T1	624	0	Tied	6	100
T2	624	30	Tied	6	100
T3	624	60	Tied	6	100
T4	624	30	Tied	6	50
T5	624	30	Tied	6	150
T6	603	30	Tied	8	50
T7	603	30	Tied	8	100
S1	611	0	Spiral	6	100
S2	611	30	Spiral	6	100
S3	611	60	Spiral	6	100
S4	611	30	Spiral	6	50
S5	611	30	Spiral	6	150
S6	603	30	Spiral	8	50
S7	603	30	Spiral	8	100

The mix used to cast the specimens was developed through trial batching in the lab and it was designed to develop concrete compressive strength of 600 kg/cm^2 The mix consisted of fine aggregate, coarse aggregate, cement, silica fume, super plasticizer and water. The fine aggregate was natural siliceous sand from Giza quarries and the coarse aggregate was crushed black bazalt of size 10 mm and the cement used was Ordinary Portland type. Super plasticizer ADDICRETE BVF was used to improve the mix workability. The specimens were cast vertically in steel forms. After 24 hours, the form sides were removed and the specimens were sprinkled with water for a period

TESTS OF HIGH STRENGTH CONCRETE CIRCULAR COLUMNS UNDER ECCENTRIC COMPRESSION

By
Dr. Ahmed M. El-Nady* and Dr. Akram M. Torkey**

ABSTRACT

An experimental investigation has been carried out in the Reinforced Concrete Research Laboratory, Cairo University. The program includes tests of 14 reinforced high strength concrete (HSC) circular columns subjected to axial loads with small eccentricities. The main purpose of the tests was to provide more information about the behavior of HSC circular columns under the effect of combined axial load and uniaxial bending. The variables included type, spacing and diameter of confinement steel and eccentricity of applied load. The test program was successful in providing data relating to the flexural behavior of confined and unconfined high strength concrete sections within the limited amount of lateral reinforcement used. It is found that increasing load eccentricity dramaticaly decrease capacity. The lateral reinforcement has a more significant effect on the post peak behavior than the peak load. The maximum concrete strain increased linearly with the volume of the lateral reinforcement.

Keywords: high strength concrete, columns, circular, spiral, eccentric forces

INTRODUCTION

In 1950s, concrete with compressive strength of 300 kg/cm^2 was considered to be high strength concrete. Currently, a number of construction projects around the world have used concrete with 28-day compressive strengths up to 1000 kg/cm^2. The use of high strength concrete (HSC) has become more common in reinforced concrete members, especially in columns. During the last few years, extensive experimental and analytical work has provided a better understanding of the behavior of HSC rectangular columns [1,2,3,4]. However, very limited test data is available on circular columns subjected to small eccentric loading [5,6,7,8].

Behavior and strength of 36 slender high strength concrete rectangular columns have been studied [1]. Based on the test results, a theory was developed to predict the load deflection behavior and the failure load of high strength concrete columns under eccentric compression.

Twenty reinforced concrete columns were tested under eccentric loads to study the flexural behavior of rectangular and triangular compression zones of HSC [2]. Test results indicated that columns with a tie spacing equal to the least column dimension failed suddenly when the cover spalled. The shape of the compression zone was found to be an important parameter in determining the ductility of the section. The triangular compression zone exhibited more ductile behavior than the rectangular one.

An experimental study was carried out on 68 end haunched concrete columns[3] to quantify the level of ductility for both conventional and high strength concrete columns with varying tie reinforcement ratios and loading eccentricities. the experimental results do not support the assertion that the ductility level is a function of the confinement alone but are strongly influenced by the concrete strength and load eccentricity. For the same confinement, the higher strength concrete specimens recorded considerably lower ductility than their lower strength counterpart for the same load eccentricity.

The results of tests and nonlinear finite element analysis on slender, square reinforced concrete

* Assist. Prof., Struct. Eng. Dept., Cairo University.
** Assoc. Prof., Struct. Eng., Cairo University.

consistent with the ACI - ASCE Committee [10].

For the displacements, the results from Model 3 are generally within 4% accuracy, with the least accurate results within 6%. By going to the greater refinement of Models 5 and 6, the overall accuracy is bounded within 3%, and 1%, respectively, as shown in Fig. 7. Similar results were obtained for the rotations as shown in Fig. 8. It is noted that Model 3 deviates from the refined results by 2% at least, and no deviation comparing to the refinement of Models 5 and 6.

CONCLUSION

The following conclusions are based on the results of the finite element analysis in this parametric study. It should be pointed out that, the results are focused on the seismic behavior of the two-level elevated freeway structures.

1. The accuracy of the finite element results improves in both forces and deformations of the frame structures, from about 10 to 30% by appropriately modeling the joint regions
2. In the clear span regions, two intermediate nodes per column should be provided to obtain an acceptable level of accuracy. This level of modeling is approximately consistent with the ACI - ASCE Committee.
3. The joint regions of the girder should be modeled by specifying "realistic" stiffness corresponding to twice the depth of the member. This has the benefit of significantly improving the accuracy of results with marginal increase in modeling effort and cost.

REFERENCES

1. *Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975.*
2. *Paulay, T, and Priestly, M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings John Wiley & Sons, New York, 1990.*
3. *Birss, G. R., Paulay, T., and Park, R., " Elastic Beam-Column Joints for Ductile Frames",Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turky, 1980 Vol. 6, pp. 331-338.*
4. *Bath, S., Finite Element Handbook, McGraw-Hill, New York, 1985.*
5. *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, State-of the-Art Report, ASCE, 1986.*
6. *Vechio, F. J., "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes", ACI Journal, Proceedings, V. 86, No. 1, Jan-Feb 1989, pp. 26-35.*
7. *Deasi, C. S., and Abel, J. F., Introduction to the Finite Element Method, Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1972.*
8. *SAP2000, A Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures, Computers & Structures Inc., CA, 1998.*
9. *Jirsa, J. O., "Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance", Report No. SP-123. American Concrete Institute, Michigan, 1991, 518 pp.*
10. *ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", ACI Journal, Proceedings, V. 82, No. 3, May-June 1985, pp., 266-283.*

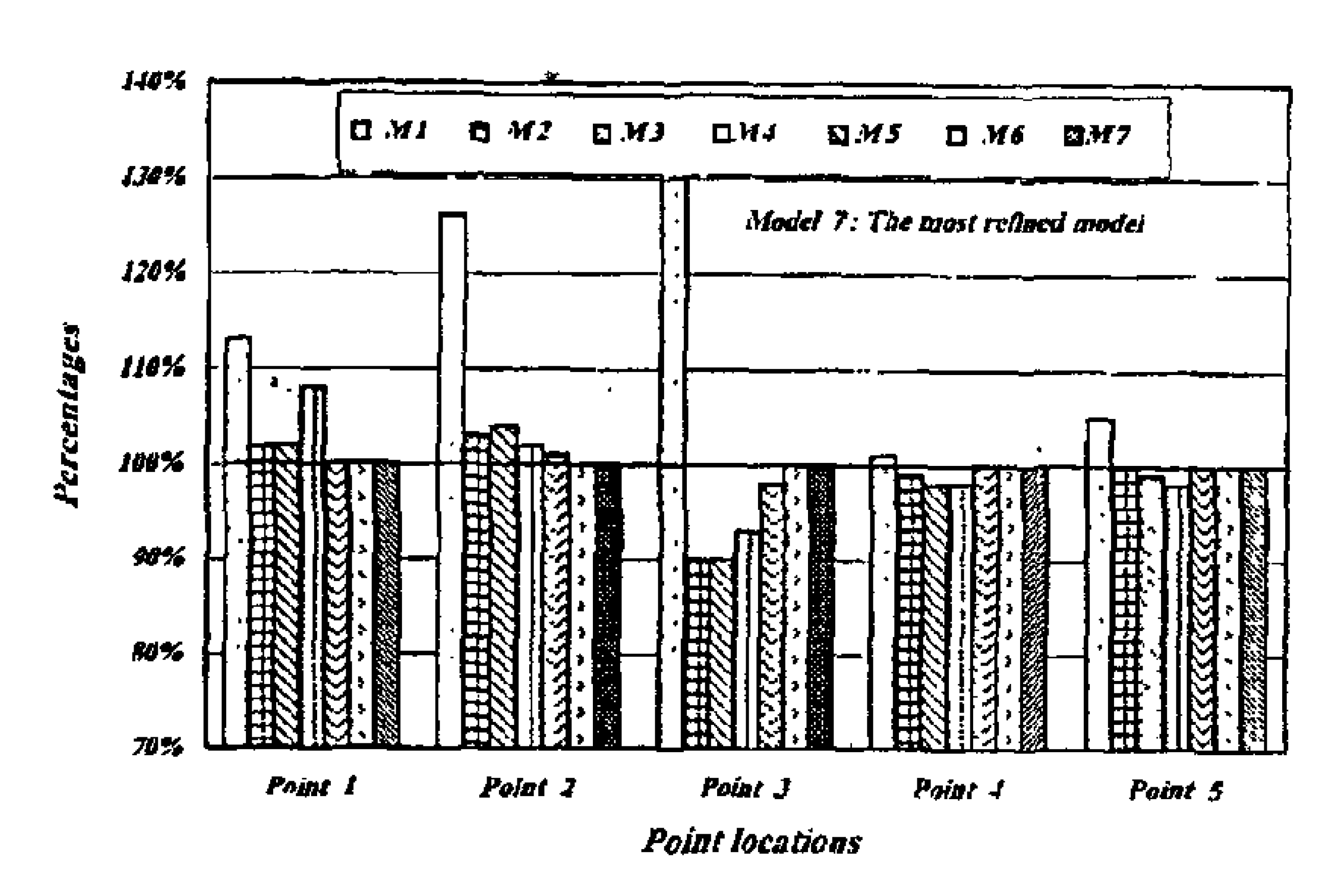


Fig. 5- Comparison of model bending moments.

Similar results were obtained for the model shearing forces as shown in Fig. 6. The improvement in accuracy of results from a maximum deviation of 21% to 15% was observed. Therefore, the joint regions of the girder should be modeled by specifying "realistic" stiffness corresponding to twice the depth of the member. In some cases, this agreed with the recommendations given in Ref. [9]. This has the benefit of significantly improving the accuracy of results with marginal increase in modeling effort and cost.

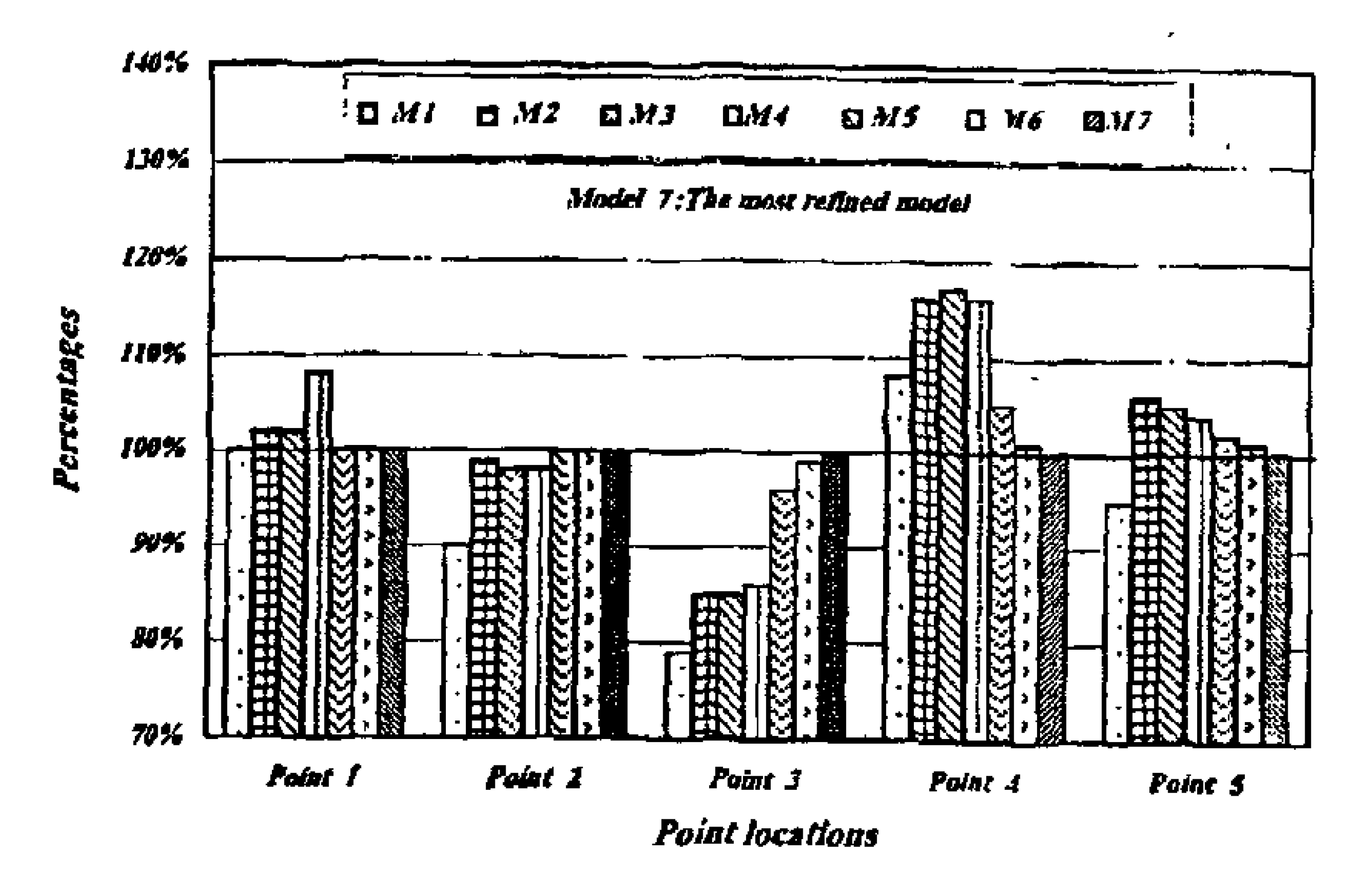


Fig. 6- Comparison of model Shearing forces.

The compression among the three alternative techniques for modeling the joint stiffness, for displacements and rotations are given in Fig. 7 and 8, respectively. It is noted that the "rigid" elements in Model 2, and the "Rigid Offset" method of the program [8] in Model 4, both tend to underestimate both displacements and rotations. Therefore, the joint modeling scheme in Model 3 was carried through in the more columns and girders nodal refined Models 5,6, and 7.

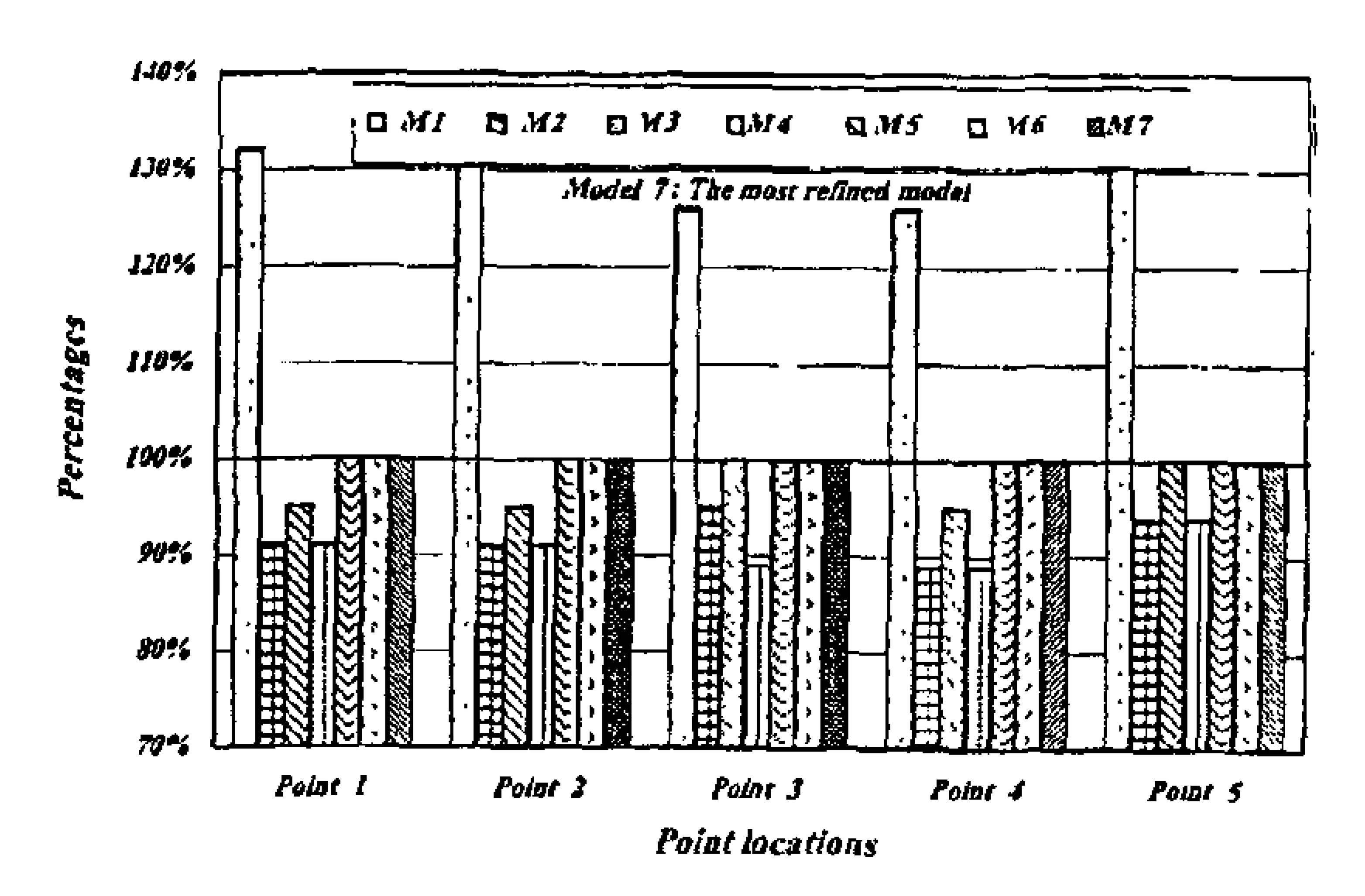


Fig. 7- Comparison of model displacements.

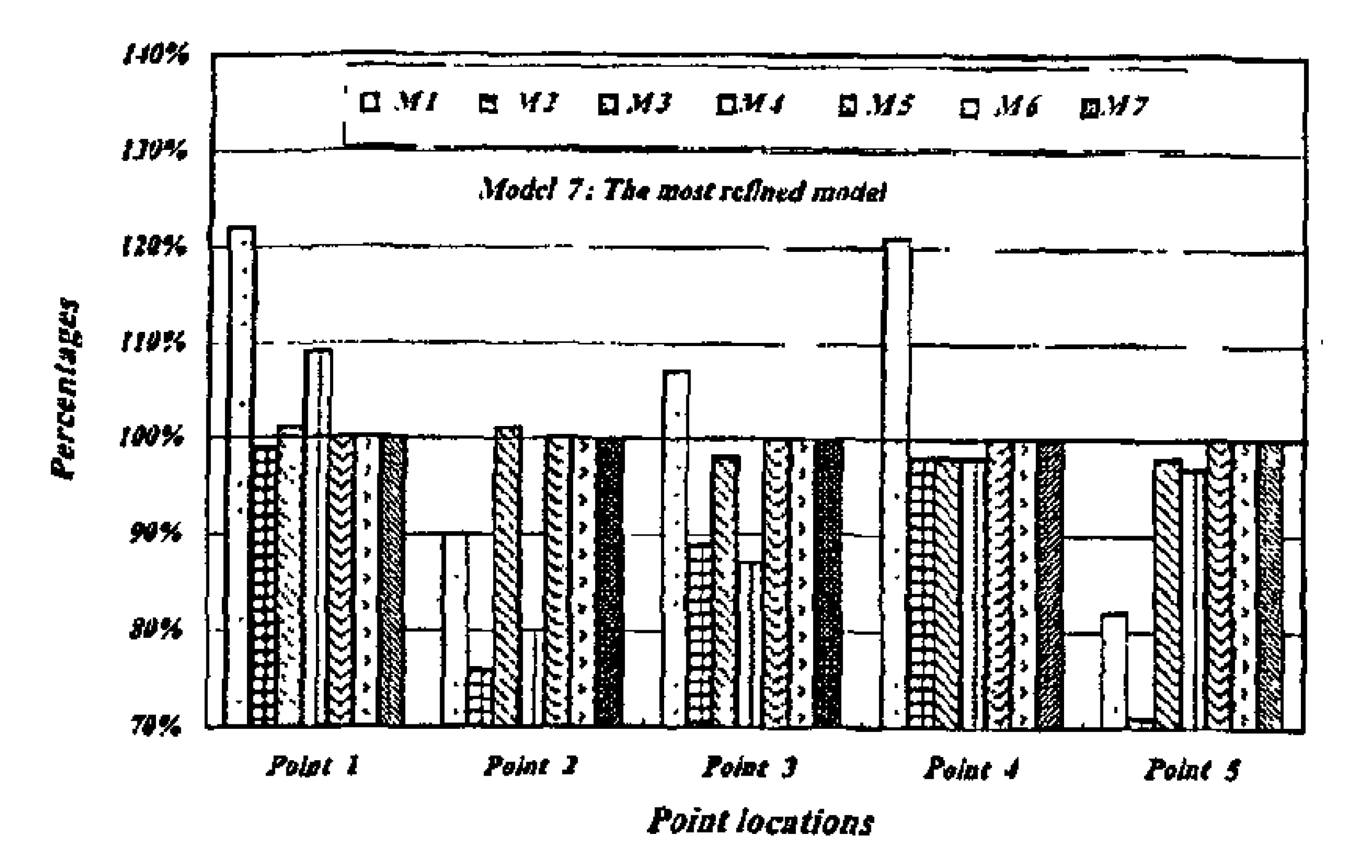


Fig. 8- Comparison of model rotations.

NODAL REFINEMENT

To evaluate the effect of nodal refinement in the flexible portions of the columns and girders, attention needs to be focused on the comparison of bending moments in Models 3, 5, 6 and 7, as given in Fig. 5. It is observed that, the moment results from Model 3 are generally within 4% accuracy, with the least accurate results within 10%. By going to the greater refinement of Models 5 and 6, the overall accuracy is bounded within 2%, and 1%, respectively.

When comparing the shearing forces, it is noted that Model 3 deviates from the refined results by 17% at least, and going to the refinement of Models 5 and 6, limits the deviation to about 5%, and 1%, respectively, as shown in Fig. 6. The above results indicate that the selection of nodal refinement in the clear span regions is controlled by the desired accuracy of the prediction of shearing forces. Additionally, two intermediate nodes per column in the clear span regions should be provided to obtain an acceptable level of accuracy. This level of modeling is approximately

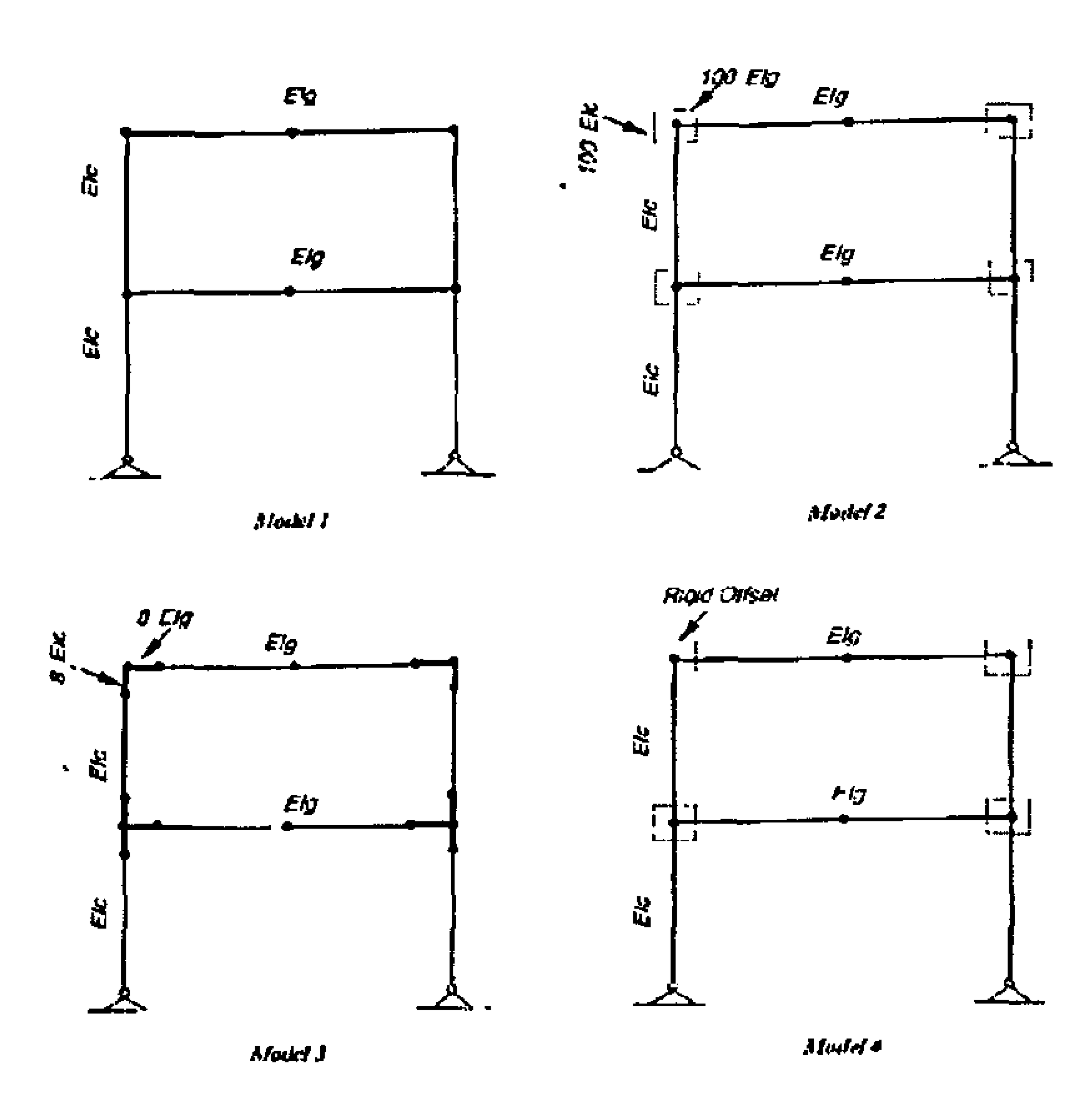
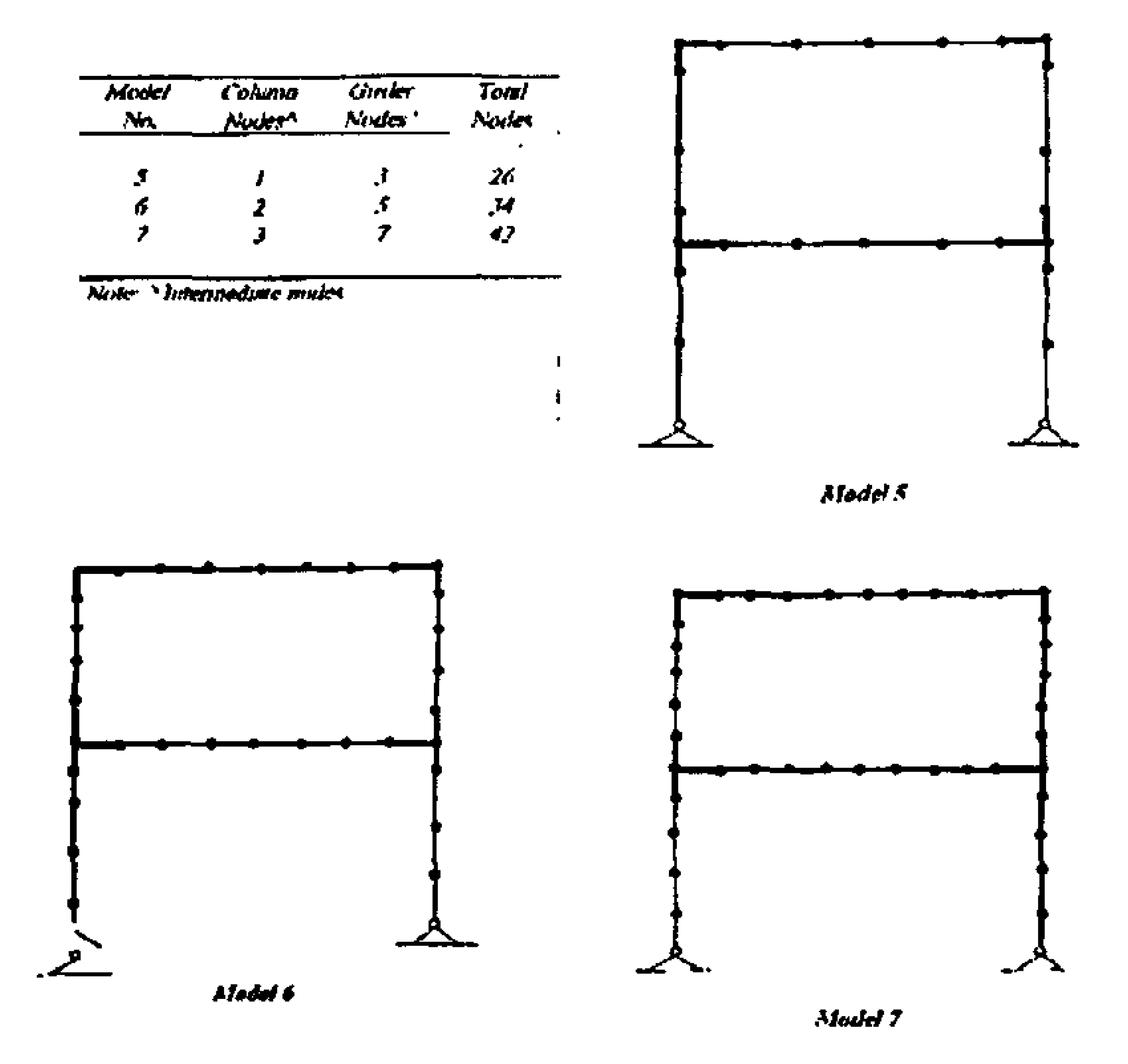


Fig. 3- Finite element models of the structure joints.



Model No.	Column Nodes*	Girder Nodes*	Total Nodes
5	1	3	26
6	2	5	34
7	3	7	42

Note: * Intermediate nodes

Fig. 4- Finite element models of the structure girders and columns.

Model combination was accomplished using the "CQC method" [8] using the first five mode shapes of the modeled structure.

Five mode shapes were computed to obtain an understanding of the seismic behavior of the structure in both transverse and vertical directions. It is apparent from the computed dynamic properties that using only the first mode shape would have been adequate for purpose of this parametric study. Additionally, it is observed that for the first mode shape, the girders are undergoing a rigid body horizontal translation. Therefore, the nodal refinement in both upper and lower girders will have no effect on the final results.

RESPONSE QUANTITIES

Seven response quantities were compared for the seven models. These quantities are model frequencies, model mass participation factors, mode shapes, shearing forces, bending moments, displacements and rotations. The point location on the model at which response quantities were determined and compared against Model 7, which is the most refined model. Of the above classes of response quantities, the most revealing as a comparative measure among the models was found to be the frame shearing forces and bending moments.

However, the displacements and the rotations were used as a comparative measure of secondary importance, to observe the flexibility of the frame structure for the various modeling schemes. The frequencies, modal participating, and mode shapes, generally a good comparative measure, were not as important in this case since the first mode shape had almost all of the mass participation for the transverse direction, as shown in Table 1.

Table 1- Model properties

Model No.	Model Frequencies (hertz)					M.P.M*
	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	
1	2.4	9.9	26.2	30.2	41.2	9.94
2	2.9	14.2	28.7	32.1	45.2	9.94
3	2.8	13.4	28.1	31.8	43.8	9.96
4	2.9	14.2	27.6	31.7	42.3	9.96
5	2.8	13.9	27.3	29.1	45.3	9.81
6	2.8	13.9	27.0	28.8	45.8	9.71
7	2.8	13.9	27.0	28.8	45.8	9.65

Note *: model participating mass in Y-direction.

JOINT REGION STIFFNESSES

Figure 5 shows a comparison of the model bending moments at different point locations, against Model 7. It was found that, the results from Model 1, which does not account for decreased flexibility at the joint region, display a marked deviation from the refined results of Models 2 and 3. As "realistically" stiff segments, as in Model 3, there is a marked improvement in accuracy of results, from a maximum deviation of 30% to 10% for moments. This improvement occurs without any changes in the refinement within the clear spans of the columns and the girders.

STRUCTURE MODEL

A typical multi-bay of a two-level elevated freeway structure is modeled as a three-dimensional model. A representative section of this structure has been selected for the proposed parametric studies. A reduced model consisting of a two-dimensional cross-section model will be adequate. For efficiency of modeling, the basic data for the model was used, which are the member sizes and dimensions, reinforcing bar details, and concrete and steel material properties.

The dimensions of the modeled frame are shown in Fig. 1. The column has a cross section of 1.2x1.2 m and height of 10.0 m. The same cross section was used for the upper and the lower columns. However, for the upper and the lower girders, a cross-section of 1.2 x 2.0 m and span of 15.0 m, were used. Figure 2 shows the output point locations and the coordinate systems of the modeled frame.

The mass included is the mass of the two columns and the upper and lower girders. Additionally, the mass and stiffness contributions from the deck and box-girders in the longitudinal direction are included. Mass and stiffness properties were used based on the actual properties of concrete.

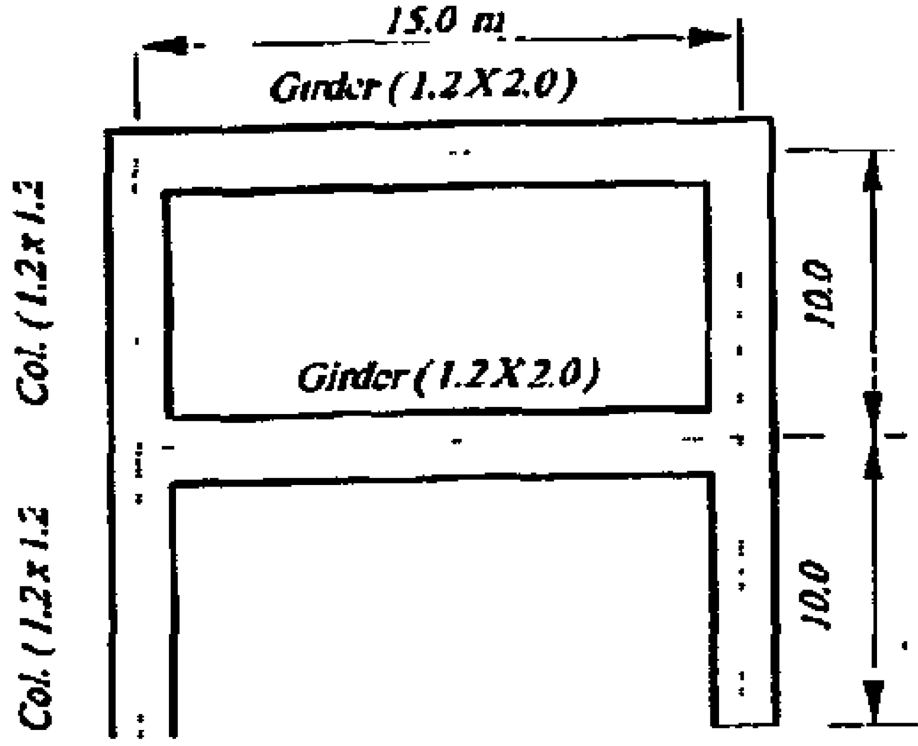


Fig. 1- Dimensions of the modeled frame.

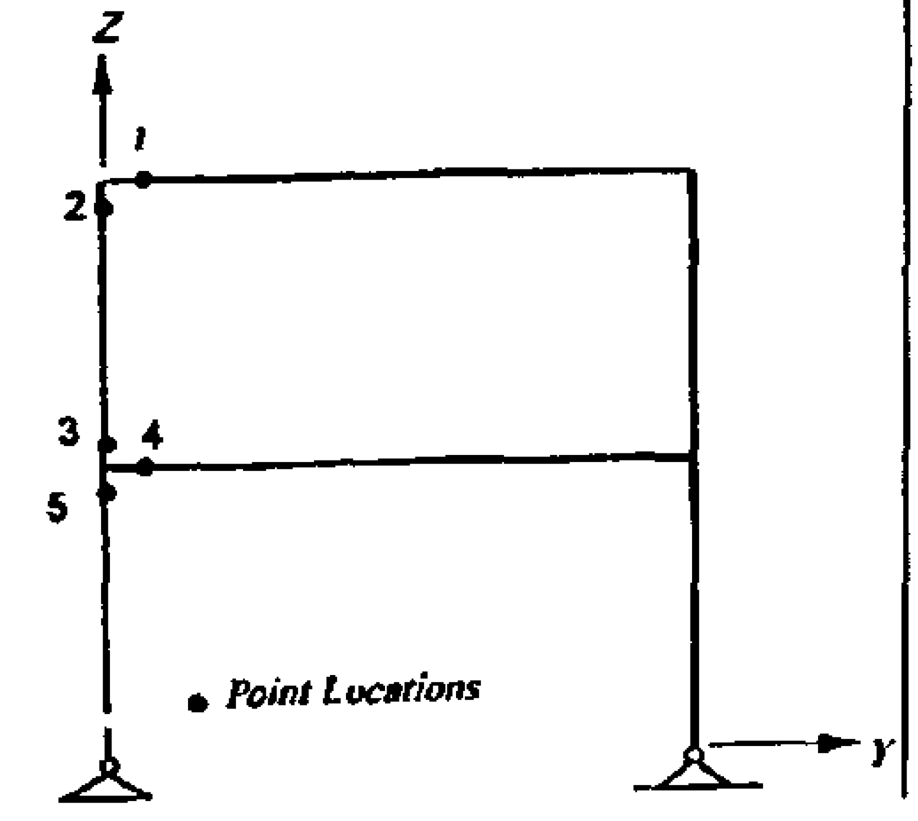


Fig. 2- Output locations and coordinate systems.

STUDIED MODELS

A basic model was developed using two-dimensional frame elements. The initial model (Model 1) used a minimal nodal refinement for modeling the columns and girders. This model consists of centerline model with minimal nodal refinement of no intermediate nodes in columns, one intermediate node in girders. It was used to examine alternative modeling techniques for representing the regions of the joints between the columns and girders. Then the nodal refinement in both columns and girders was systematically increased (Models 5, 6, and 7). Different techniques were used for the joint regions modeling, to capture the dynamic response with acceptable accuracy (Models 2, 3, and 4).

In summary, seven variations of joint regions modeling and nodal refinement were examined, as shown in Fig. 3 and 4, respectively. These included:

Model 1: The basic model.

Model 2: The basic model, with joint regions modeled by "rigid" elements based on upon 100 times of the member moment of inertia.

Model 3: The basic model, with joint regions modeled by "realistic" stiffness based upon twice the member depth.

Model 4: The basic model, with joint regions modeled by "Rigid Offset" method, which is provided by the computer program [8].

Model 5: Model 3 with nodal refinement of one intermediate node in columns, three intermediate nodes in girders.

Model 6: Model 3 with nodal refinement of two intermediate nodes in columns, five intermediate nodes in girders.

Model 7: Model 3 with nodal refinement of three intermediate nodes in columns, seven intermediate nodes in girders.

It should be pointed out that the mass distribution in all the above models was kept substantially the same, column base nodes were hinged, and at all other nodes three degrees of freedom in the plane of the girder were free.

ANALYSIS METHODS

The response spectrum analysis (RSA) method was used. A horizontal transverse base motion spectral input was used corresponding to the 5% damping and "0.70 g" peak rock acceleration.

JOINTS MODELING ON SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE FRAMES

By
Dr. Ali M. Hamza *

ABSTRACT

The results of a finite element analysis in the effect of joint regions modeling on the seismic behavior of reinforced concrete frames are presented. Attention is focused on the two-level elevated freeway structures and the required optimum nodal refinement modeling. Seven variations of joint regions modeling and nodal refinement were examined. Seven response quantities were compared for these models. In general, the realistic joint stiffness and the optimum nodal refinement modeling provide accurate results in the finite element analysis. The accuracy of these results improves from 10 to 30% appropriately by modeling the joint regions of the frame. In the clear span regions, two intermediate nodes per column should be provided to obtain an acceptable level of accuracy. The joint regions of the girder should be modeled by specifying "realistic" stiffness corresponding to twice the depth of the member.

KEYWORDS: Joints; reinforced concrete; frames; seismic; stiffness; modeling; finite element; refinement; force; deformation.

INTRODUCTION

The joint region stiffness has a significant effect on reinforced concrete structure deformation [1]. Usually the beam-column interface was assumed infinitely rigid and occurred at a point. Both beam and column stiffnesses will be underestimated if the stiffness contribution of the joint is neglected. In addition, the high shear stresses in the joint region cause a shearing deformation within the joint itself and this will reduce the stiffness of the frame. The contribution of the beam-to-column joint to frame stiffness under the seismic behavior must be understood and identified if a useful model is to be developed [2].

Several studies [3-7] address this problem with different results. Some of these studies did not show a significant effect, and the other did not include the effect of most of joint regions modeling. In addition, some of these studies show conflicting results on the effect of joint stiffness on the strength and the deformation of reinforced concrete frames. However, for two-level elevated freeway structures, there is no solid information on the effect of joint regions modeling and nodal refinements on the seismic behavior.

* Lecturer, Struct. Eng. Dept., Fact. Of Eng., Cairo University, Giza, Egypt.

OBJECTIVE AND SCOPE

The main objectives of this finite element analysis are:

1- To study the effect of joint regions modeling on the seismic behavior of two-level elevated freeway structures.

2- To utilize the results in developing appropriate standardized modeling techniques of frame structures.

3- To determine the required optimum nodal refinement modeling under dynamic loads with acceptable accuracy.

COMPUTER PROGRAM

SAP 2000 [8] was used to perform the required dynamic analysis for these parametric studies. It represents the current state-of-the-art computer program and incorporated major advances that have occurred in the fields of numerical analysis, structural mechanics, and computer technology. The program performs linear and nonlinear analyses of two- and three-dimensional structures subjected to static or dynamic loading.

REFERENCES

1- *ABD EL-RAHMAN, A., "Fundamentals of Reinforced Concrete", First Edition, Third Print, New Offset, Cairo, 1997.*

2- *FAKHRY, SH., "Modular Computer Programme for the Nonlinear Analysis of Plane Reinforced Concrete Elements", M.Sc. Thesis, Cairo University, 1989.*

3- *MOSALAM, KH., "Integrated Modular Computer Programme for the Plane Nonlinear Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Structures", M.Sc. Thesis, Cairo University, 1990.*

4- *EL-TAWIL, SH., "An Enhanced Finite Element Analysis with Material Nonlinearities for Reinforced Concrete Structures", M.Sc. Thesis, Cairo University, 1991.*

5- *EL-ZANATY, M.H., EL-DEGWY, W.M. and ABU EL-MAGED, SH.S., "Influence of Different Parameters on the Behavior of R.C. Corbels", Second Alexandria Conference on Structural and Geotechnical Engineering, pp. 1017-1033, 18-20 April, 1994.*

6- *YEHAYA, E.M., EL-DEGWY, W.M. and EL-KAFRAWY M.F., "Influence of Reinforcement Detailing on the Behavior of R.C. Deep Beams with Openings", Seventh International Colloquium on Structural and Geotechnical Engineering, Ain - Shams University, V.2, pp. 85-100, 17-19 December 1996.*

7- *DEBAIKY, S.Y. and ELNIEMA, E.I. "Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear", ACI Journal; Proceedings, V. 79, No. 3, pp. 184-194; May - June 1982.*

8- *EC95, "Egyptian Code for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures",Cairo, Egypt, 1995.*

[d] Effect of the Arrangement of Shear Reinforcement

Table 3 and figure 12 show the effect of the arrangement of shear reinforcement on the ultimate shear load. Increasing the spacing between the stirrups from 10 cm in series "F" to 20 cm in series "A" then to 30 cm in series "G", while keeping almost the same quantity of area of stirrups per meter, gives a slight increase in ultimate shear load calculated by the F.E.A. It can be concluded that the ultimate shear load changed slightly by the arrangement of shear reinforcement having the same quantity of area of stirrups per meter.

Compared with the finite element prediction, it can be seen that the EC95 produces a high factor of safety for beams with high positive haunch slope for variable arrangement of stirrups. While it produces a moderate factor of safety for beams with high negative haunch slope for variable arrangement of stirrups.

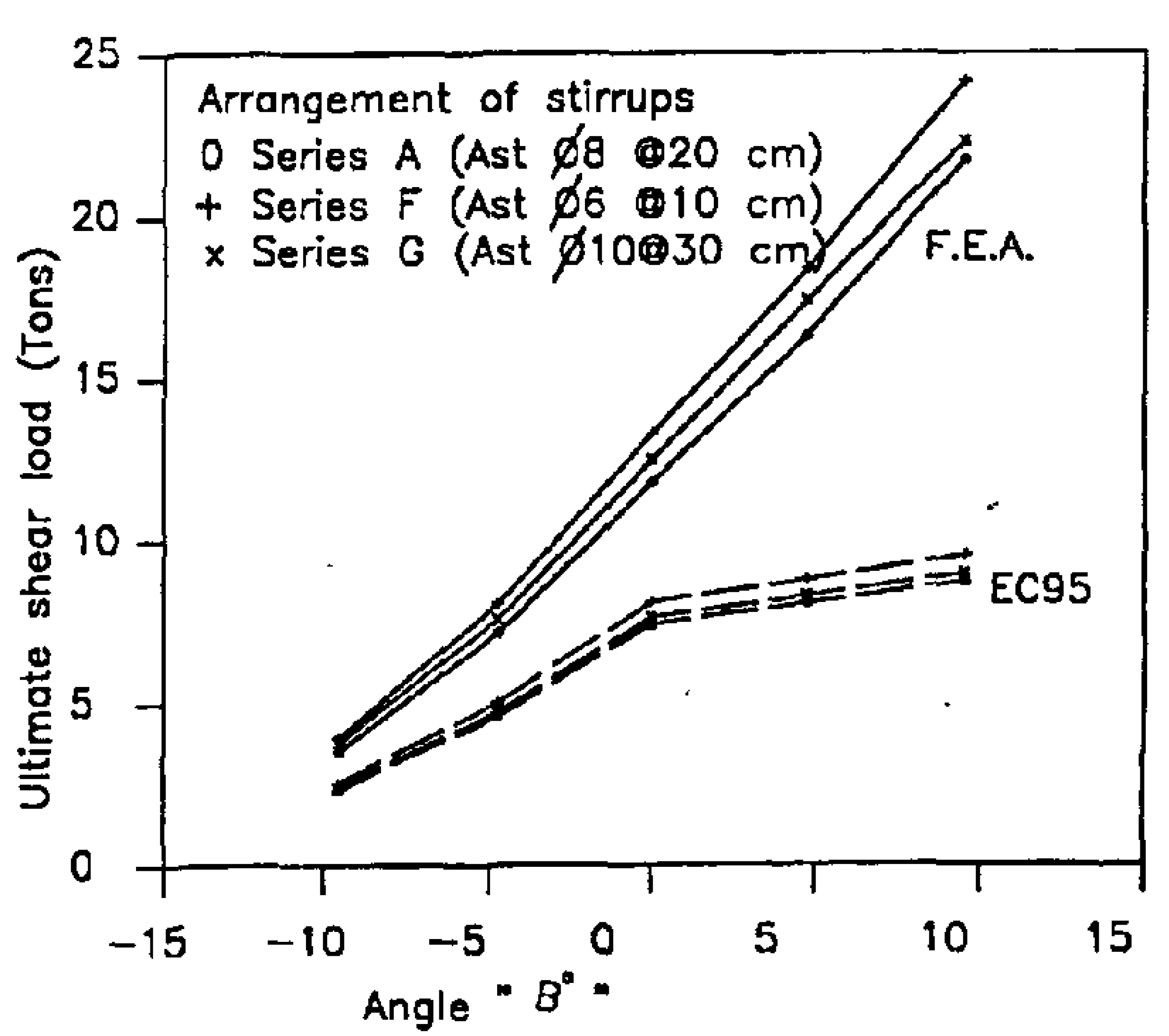


Fig. 12- Effect of arrangement of stirrups on ultimate shear load

[e] Effect of Support Location

The ultimate shear load of series "A" (bottom support) and series "H" (top support) is shown in table 3. It is clear that the ultimate shear load, calculated by the F.E.A., of series "H" does not differ than series "A".

The EC95 does take into consideration the effect of support condition. The critical section for suspended supports is at face of support. Therefore, for beams with high positive haunch slope, the factor of safety for beams with bottom supports is less than the factor of safety for the corresponding beams with suspended supports.

CONCLUSION

1- The angle of haunch inclination is extremely an influential parameter that affects the ultimate shear capacity of haunched beams.

2- The strength of haunched beams of decreased depth at mid-span (negative slope) is reduced compared with the beams of constant depth.

3- The strength of haunched beams of increased depth at mid-span (positive slope) is increased compared with the beams of constant depth.

4- The EC95 retains a moderate factor of safety for beams with high negative haunch slope. On the other hand it retains a high factor of safety for beams with high positive haunch slope.

5- The ultimate shear load of haunched beams increases with the increase of concrete grade. Meanwhile the effect of concrete grade is more pronounced for beams with negative haunch slope than for beams with positive haunch slope.

6- The EC95 retains a greater factor of safety for higher concrete grades than lower concrete grades for haunched beams.

7- The shear span has a drastic effect on the ultimate shear load. Decreasing shear span caused an increase in ultimate shear load. This effect is more pronounced for high negative haunch slope than for high positive haunch slope.

8- The EC95 manages to predict the general trend of ultimate shear load for beams having shear span less than twice the depth because it allows for a reduction of the effect of the load by multiplying its effect by (a/2 d).

9- The ultimate shear load changed slightly by the change in the arrangement of shear reinforcement having the same quantity of area of stirrups per meter.

10- The critical section for suspended supports is at face of support, according to the EC95, which takes into consideration the effect of support condition, which leads to different ultimate shear loads than bottom supports. While the ultimate shear loads calculated by the F.E.A. for bottom supported or suspended beam are identical.

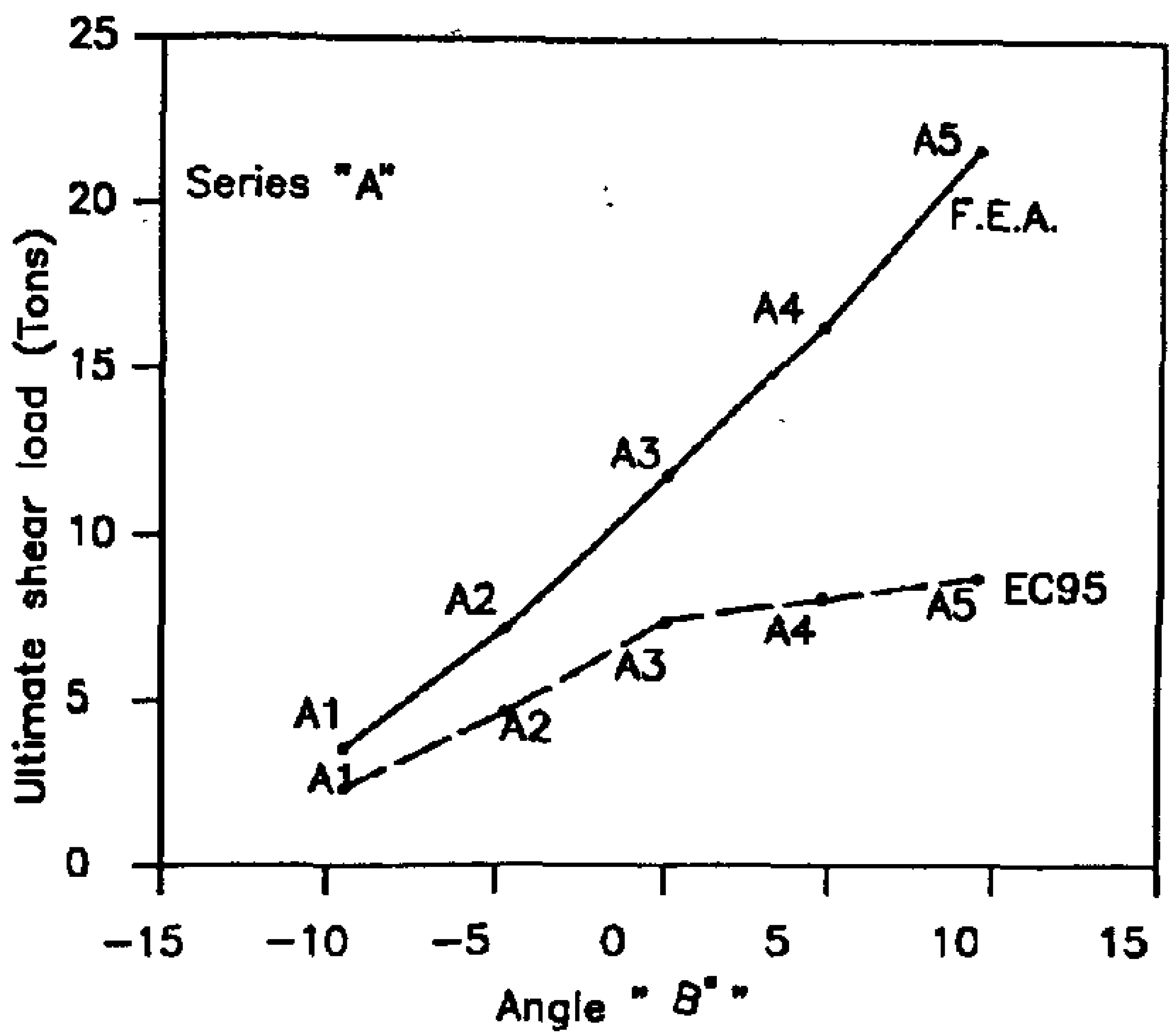


Fig. 9- Effect of angle of haunch on ultimate shear load

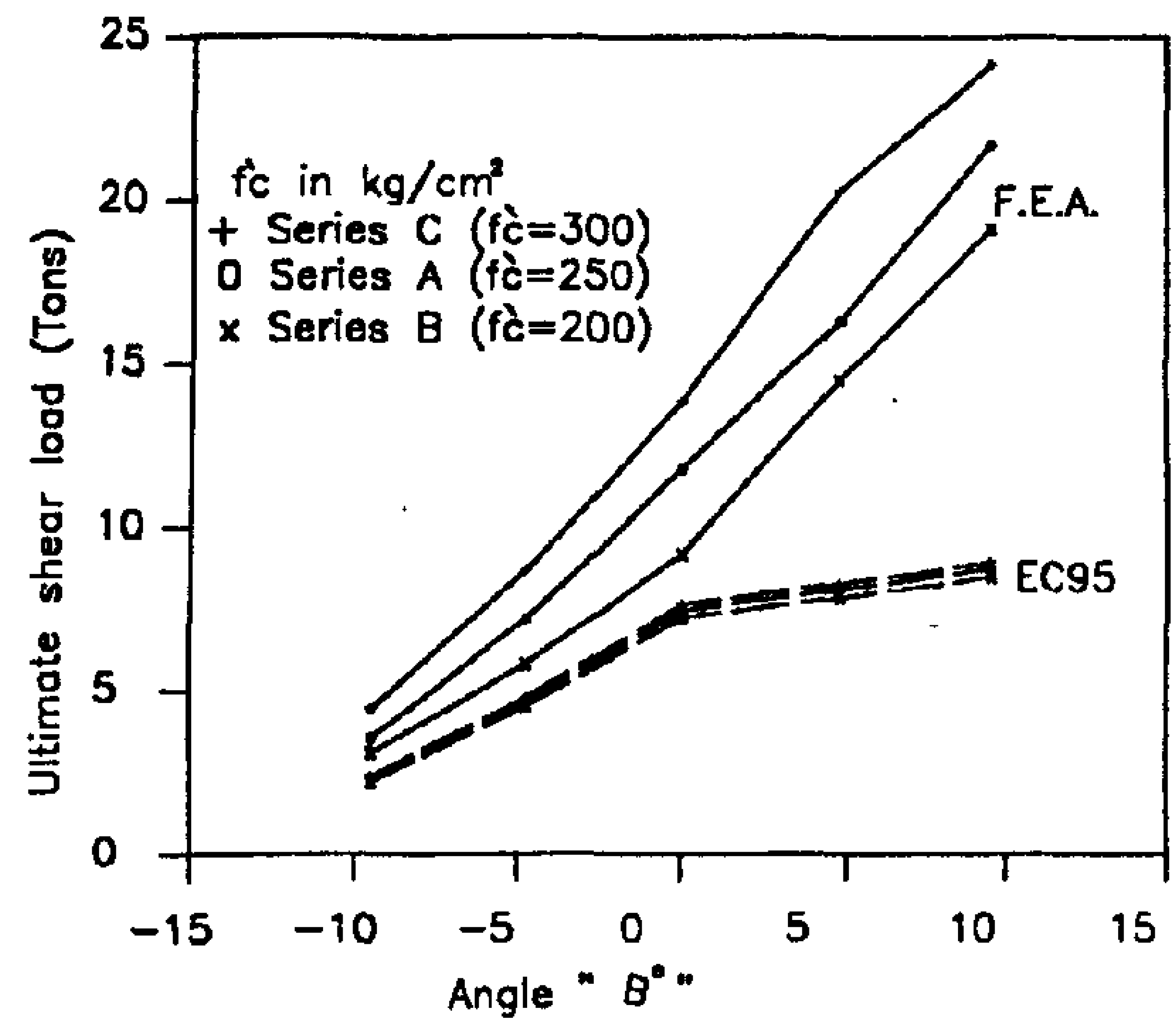


Fig. 10- Effect of concrete compressive strength on ultimate shear load

[b] Effect of Concrete Compressive Strength

The effect of concrete grade on ultimate shear load is shown in table 3 and figure 10. It is clear that the ultimate shear load increased with the increase of concrete grade. Also, the inclination of the trend line represented the relation between the slope of the haunch and the ultimate shear load. For example, the ultimate shear load, calculated by the F.E.A., for beams B1 and B5 (f_c` = 200 kg/cm$^2$) were about 69% and 79% of that for beams C1 and C5 ($f_c$` = 300 kg/cm^2) respectively. It can then be concluded that the effect of concrete grade is more pronounced for beams with negative haunch slope.

As the concrete grades decrease, the EC95 produces a lower factor of safety for beams with negative haunch slope. Generally, it retains a greater factor of safety for higher concrete grades than lower concrete grades.

[c] Effect of Shear Span

The effect of shear span on ultimate shear load is shown in table 3 and figure 11. It is clear that the shear span had a drastic effect on the ultimate shear load. Decreasing shear span from 90 cm (series "A") to 30 cm (series "D") caused an increase in ultimate shear load calculated by the F.E.A., of 324, 254, 196, 170 and 146% for similar angles of slope equaling - 9.46°, -4.76°, 0.00°, +4.76° and +9.46° respectively. It can be concluded that the effect of shear span is more pronounced for high negative haunch slope than for high positive haunch slope.

Compared with the finite element prediction, it can be seen that the EC95 retains a high factor of safety for beams with high positive haunch slope and shear span more than or equals twice the effective depth (a ≥ 2 d). Also, it can be noticed that the EC95 manages to predict the general trend of ultimate shear load for beams having shear span less than twice the depth, because it allows for a reduction of the effect of the load by multiplying its effect by (a /2d). On the other hand, the EC95 overestimates the ultimate shear load for beam D1 with high negative haunch slope and shear span less than twice the depth.

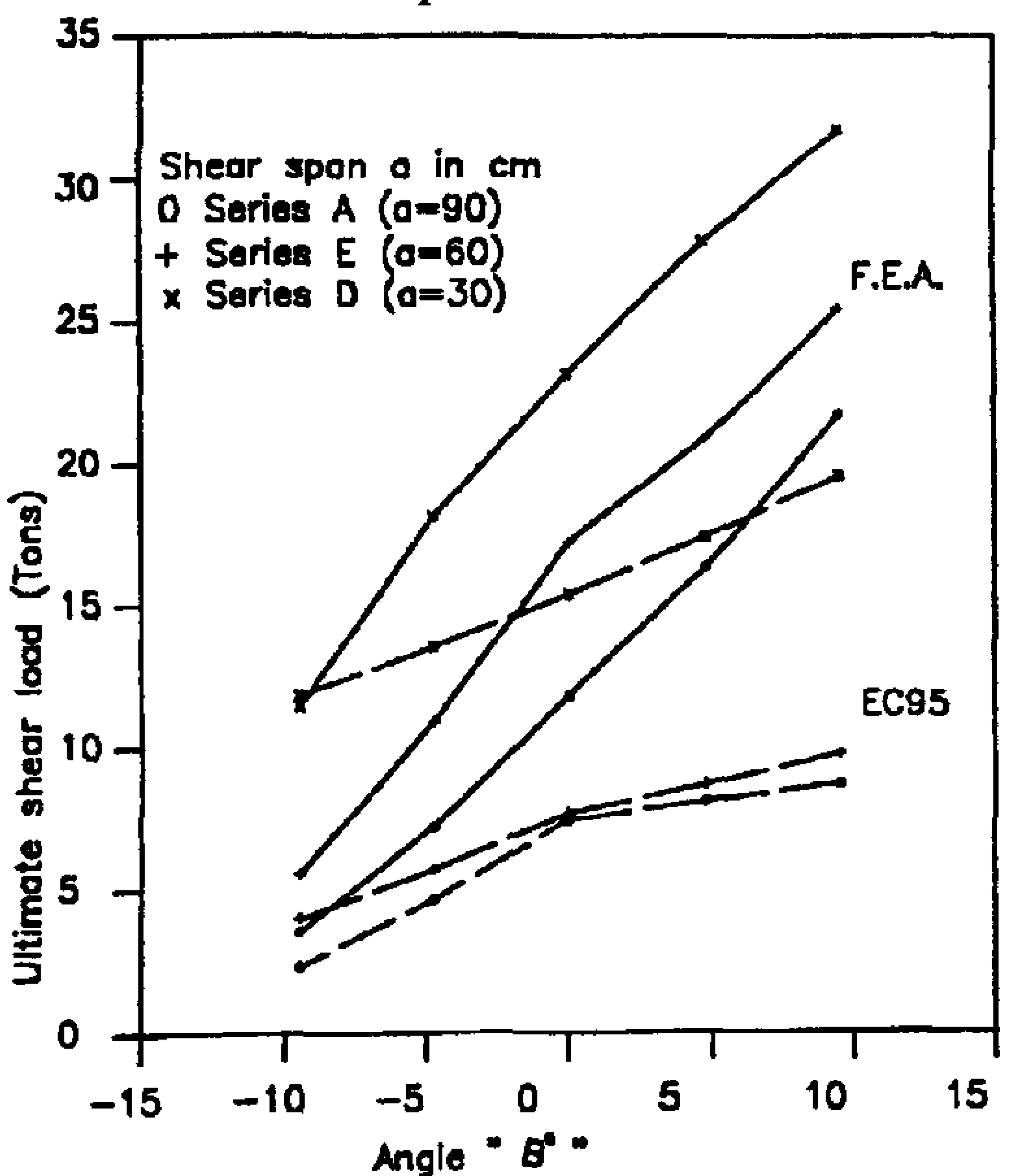


Fig. 11- Effect of shear span on ultimate shear load

The different series had the following characteristics:

Series "A"

Consisted of 5 symmetrical beams with angles of inclination " β° " equaling - 9.46°, - 4.76°, 0.00°, + 4.76° and + 9.46° respectively. The shear span equaled 90 cm and the compressive cylinder strength equaled 250 kg/cm^2. The shear reinforcement (vertical stirrups) consisted of 5 ϕ 8 mm/m.

Series "B"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects, except that the compressive cylinder strength equaled 200 kg/cm^2 instead of 250 kg/cm^2.

Series "C"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects, except that the compressive cylinder strength equaled 300 kg/cm^2 instead of 250 kg/cm^2

Series "D"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects, except that the shear span equaled 30 cm instead of 90 cm.

Series "E"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects, except that the shear span equaled 60 cm instead of 90 cm.

Series "F"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects, except that the arrangement of vertical stirrups of beams consisted of 10 ϕ 6 mm/m instead of 5 ϕ 8 mm/m.

Series "G"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects except that the arrangement of vertical stirrups of beams consisted of ϕ 10 mm at 30 cm instead of 5 ϕ 8 mm/m.

Series "H"

Consisted of 5 beams, identical to beams of series "A" in all aspects, except that the support location was top case instead of bottom case as shown in figure 8 for beam H1 as an example.

EGYPTIAN CODE FORMULAE FOR CALCULATING THE EQUIVALENT SHEAR STRESSES

From the Egyptian Code 1995 [8]

$$q_u = Q_u / (b.d) \quad (1)$$

If variable depth:

$$Q_{ur} = Q_u \pm (M_u \tan\beta)/d \; ; (\tan\beta \leq 0.33) \quad (2)$$

$$q_{u(max.)} = 2.2 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} \leq 30 kg/cm^2 \quad (3)$$

$$q_{cu} = 0.75 \sqrt{f_{cu}/\gamma_c} \quad (4)$$

$$q_{us} = q_u - 0.5\, q_{cu} \quad (5)$$

$$A_{st} / (b.s) = q_{su} / (f_y / \gamma_s) \quad (6)$$

DISCUSSION OF RESULTS

The ultimate shear load of different beams as predicted by both the finite element analysis (F.E.A.) and the Egyptian Code (EC95) are sumarized in table 3 and shown in figures 9 to 12.

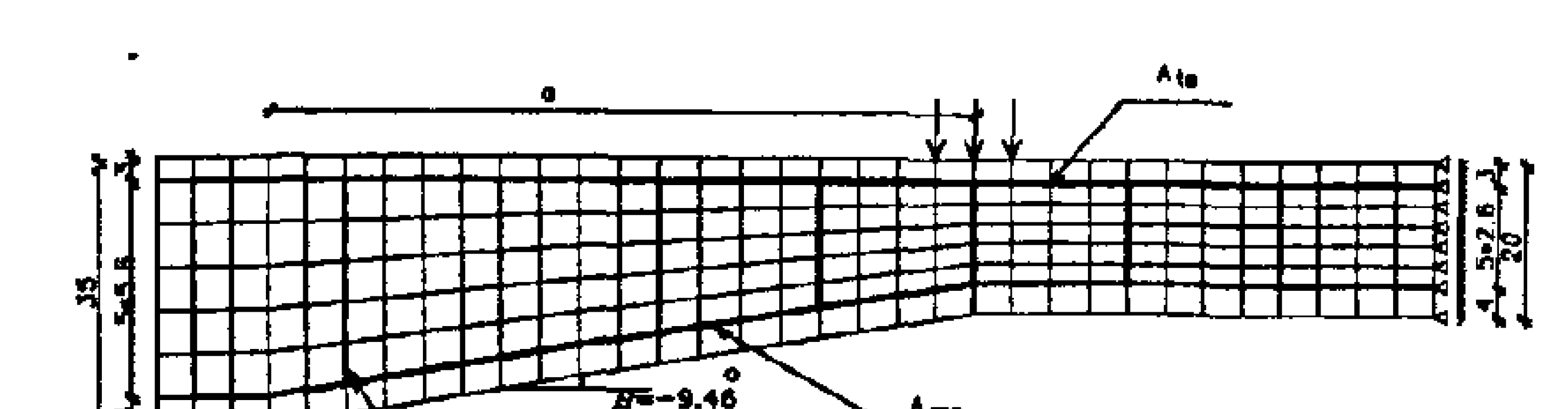
[a] Effect of the Angle of Haunch Inclination

From table 3 and figures 9 to 12, it is clear that the angle of haunch had a drastic effect on the ultimate shear load of reinforced concrete haunched beams, calculated by the F.E.A. For example in series "A", figure 9, when the angle "β°" increased from (-9.46°) to (+9.46°), the ultimate shear load increased from 3.54 tons to 21.7 tons. The later value represented about six times the first one.

It is clear that the strength of haunched beams with decreased depth at mid-span (negative slope) was drastically reduced compared with the beams of constant depth. This is probably the result of vertical component of force's negative effect in the inclined longitudinal steel [7]. The strength of haunched beams with increased depth at mid-span (positive slope) was increased compared with the beams of constant depth.

The EC95 retains a moderate factor of safety (F.E.A./EC95) equaled 1.53 for beam A1 with high negative haunch slope. On the other hand, it retains a high factor of safety for beams with high positive haunch slope, e.g. 2.49 for beam A5.

Top reinforcement	A_{ts}	= 1.51 cm^2
All steel yield strength	f_y	= 4000 kg/cm^2
Beam height at support	h_s	= 35 cm
Beam thickness	b	= 12 cm



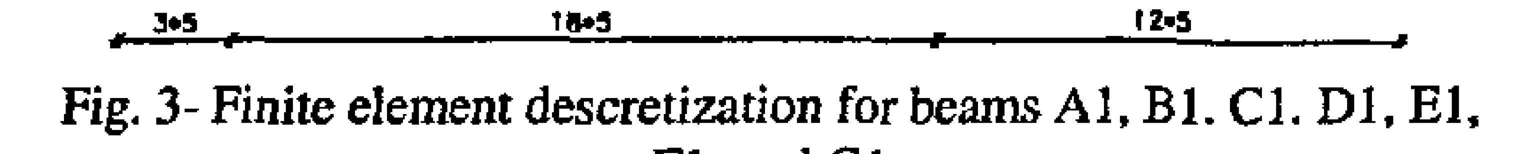


Fig. 3- Finite element descretization for beams A1, B1. C1. D1, E1, F1, and G1

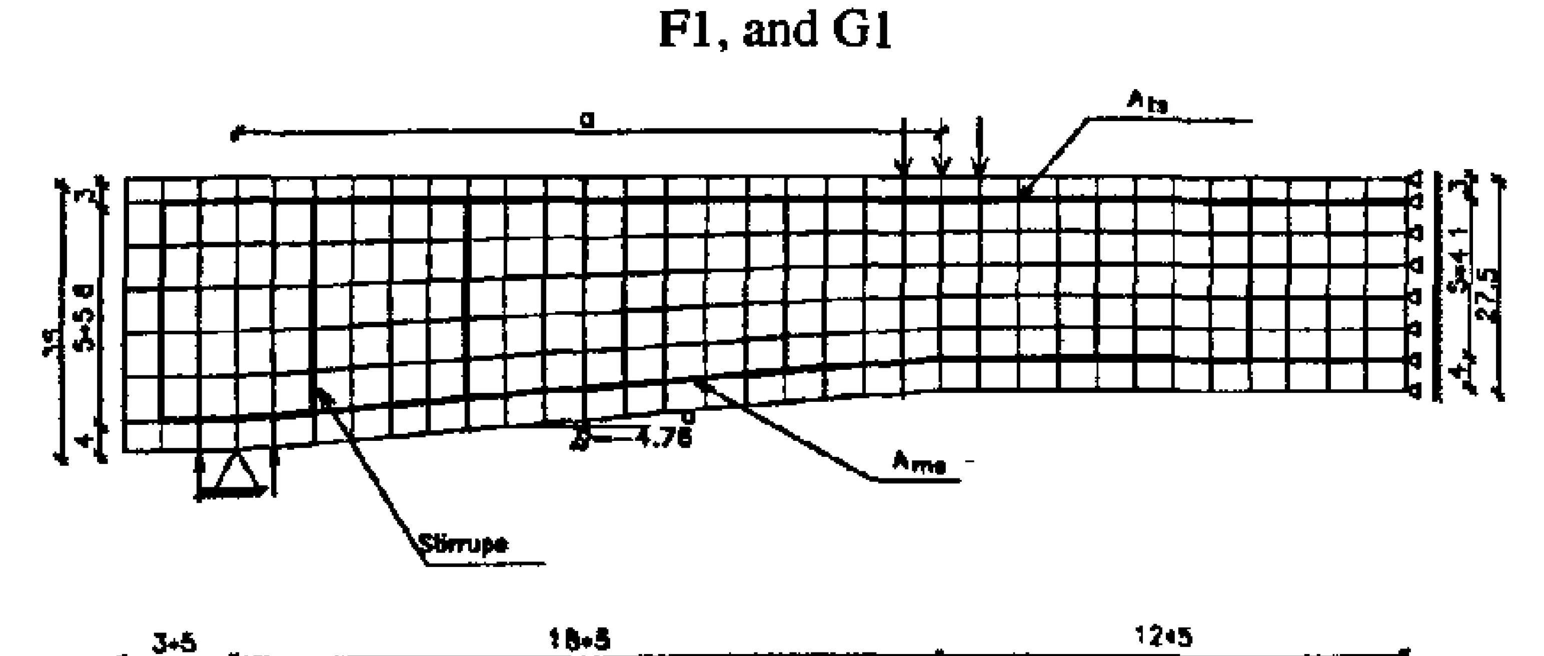


Fig. 4- Finite element descretization for beams A2, B2. C2. D2, E2, F2, and G2

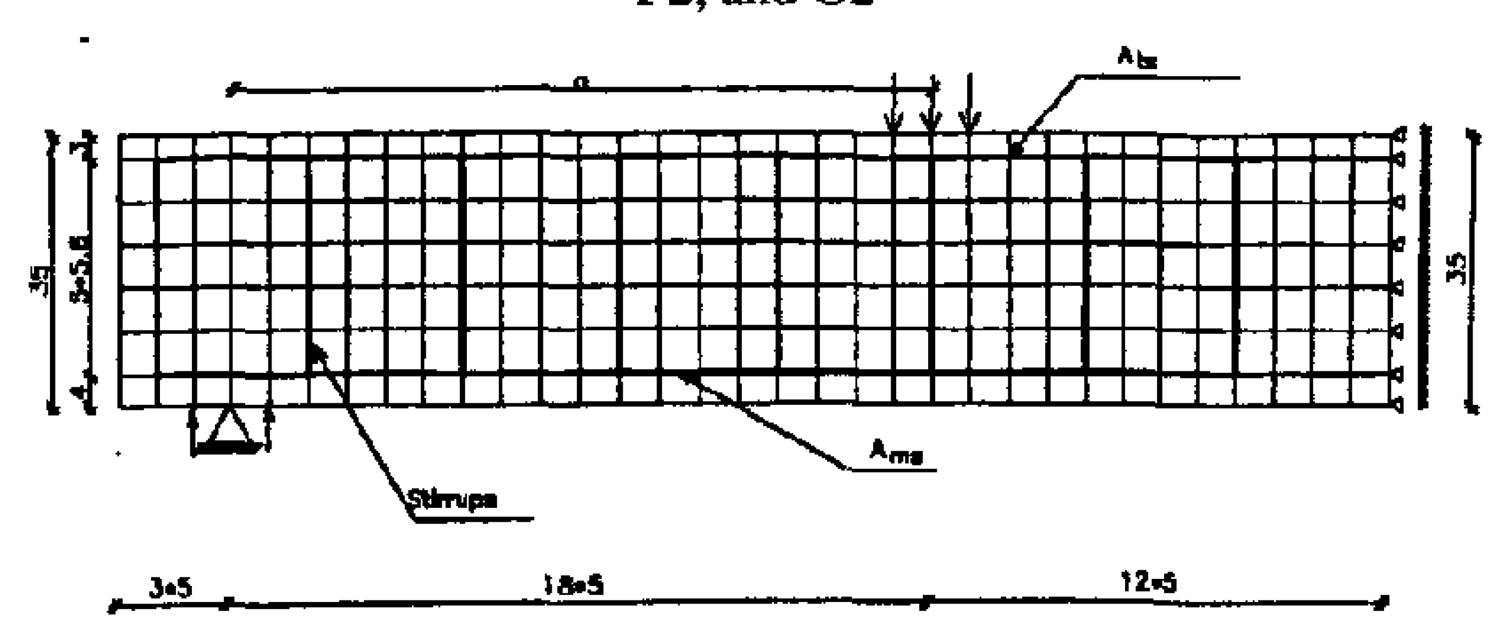


Fig. 5- Finite element descretization for beams A3, B3. C3. D3, E3, F3, and G3

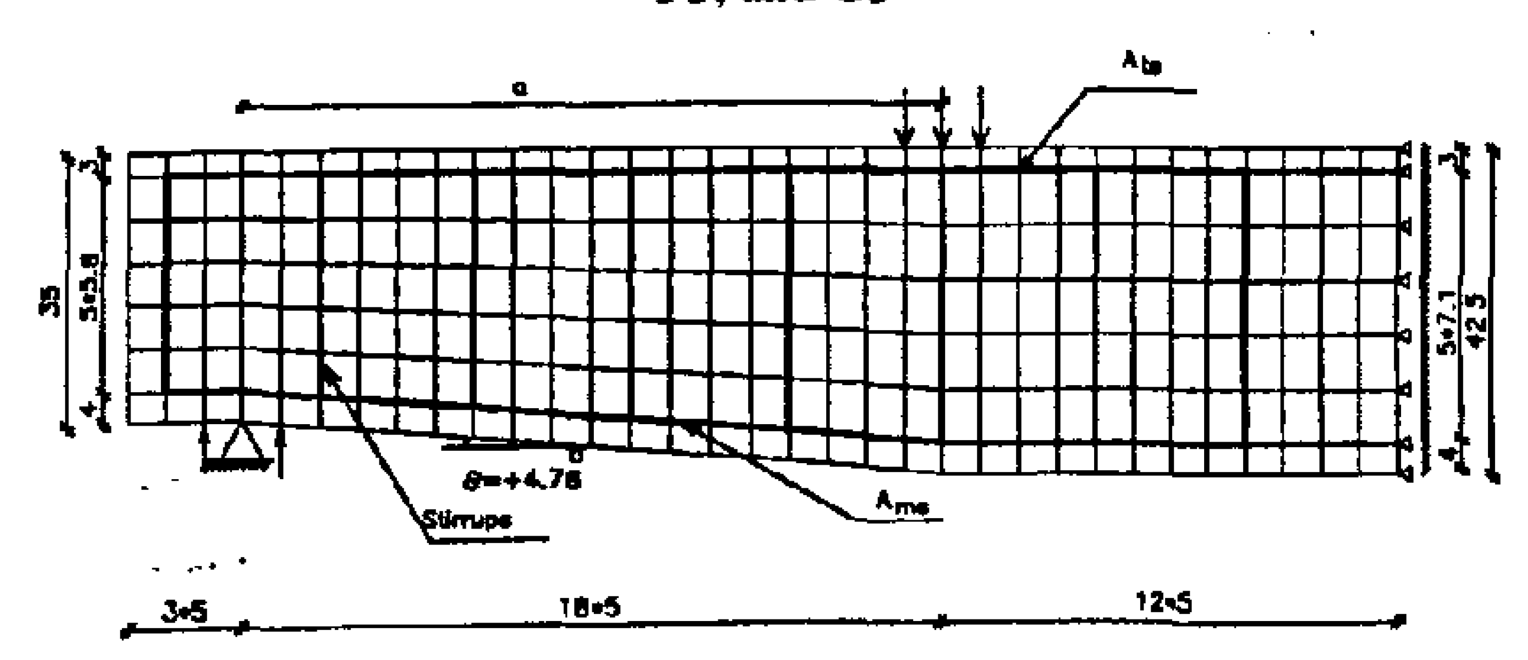


Fig. 6- Finite element descretization for beams A4, B4. C4. D4, E4, F4, and G4

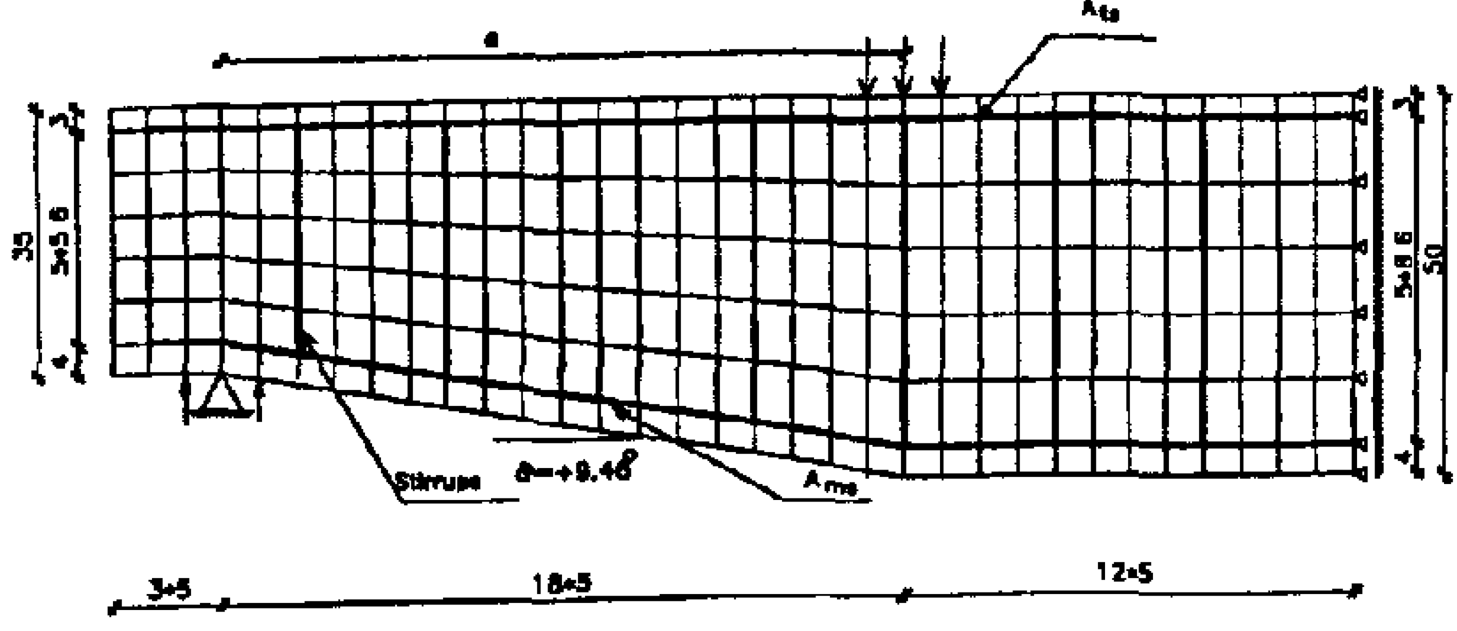


Fig. 7- Finite element descretization for beams A5, B5. C5. D5, E5, F5, and G5

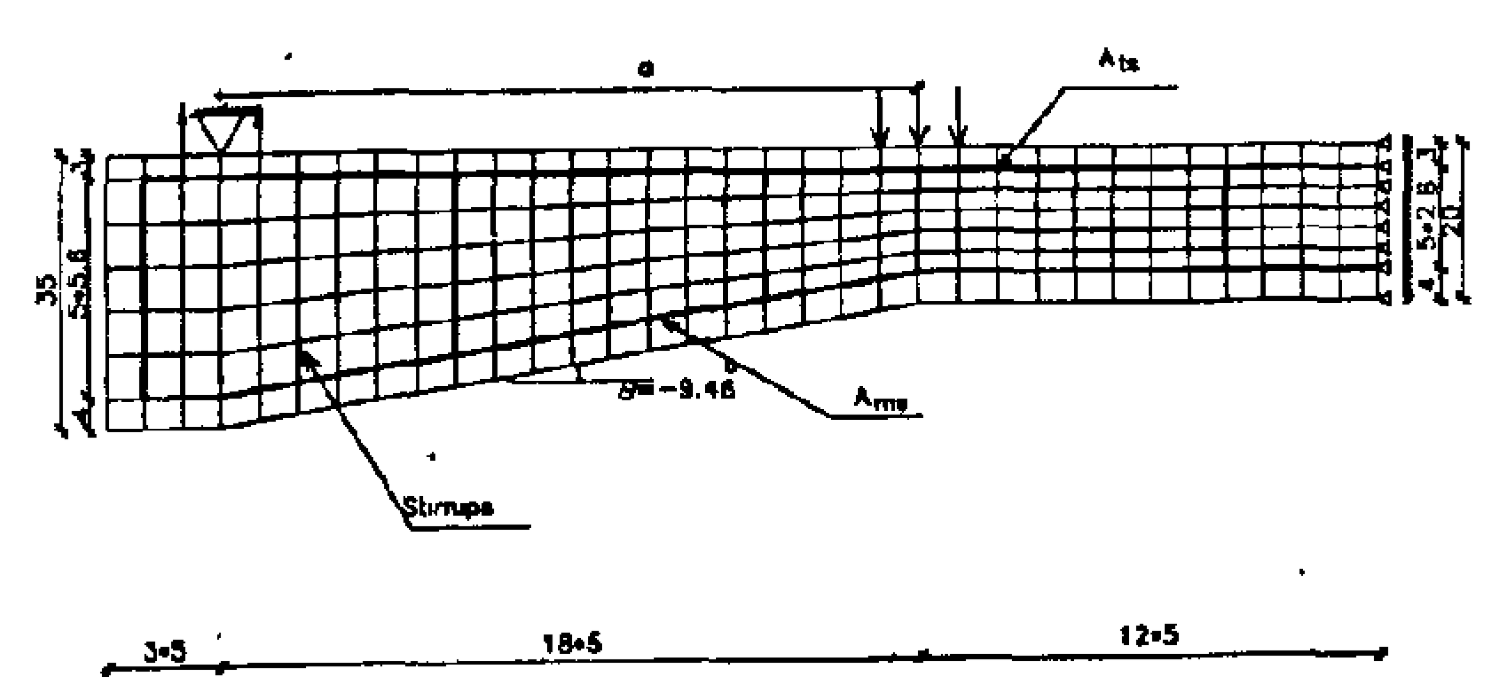
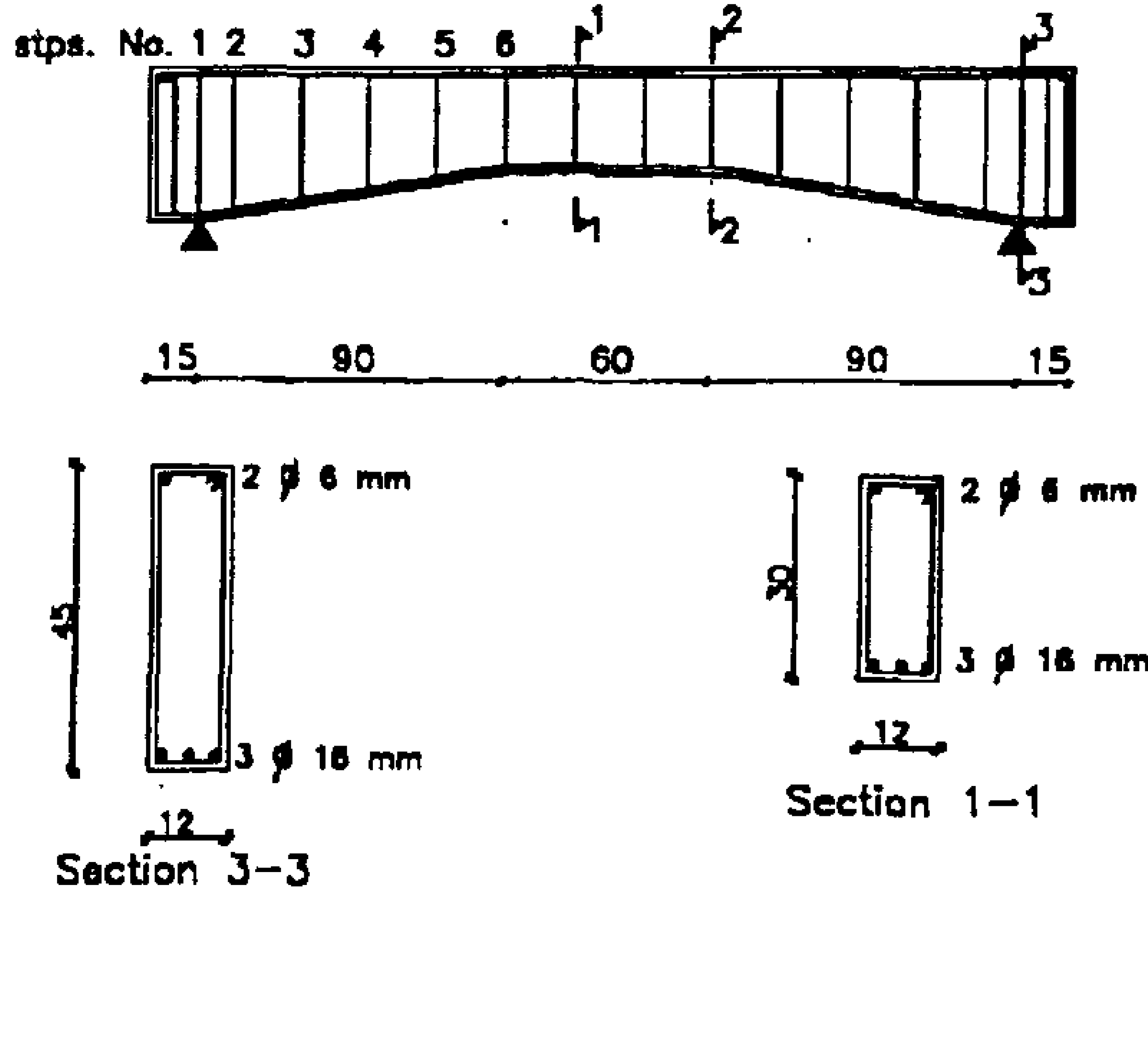


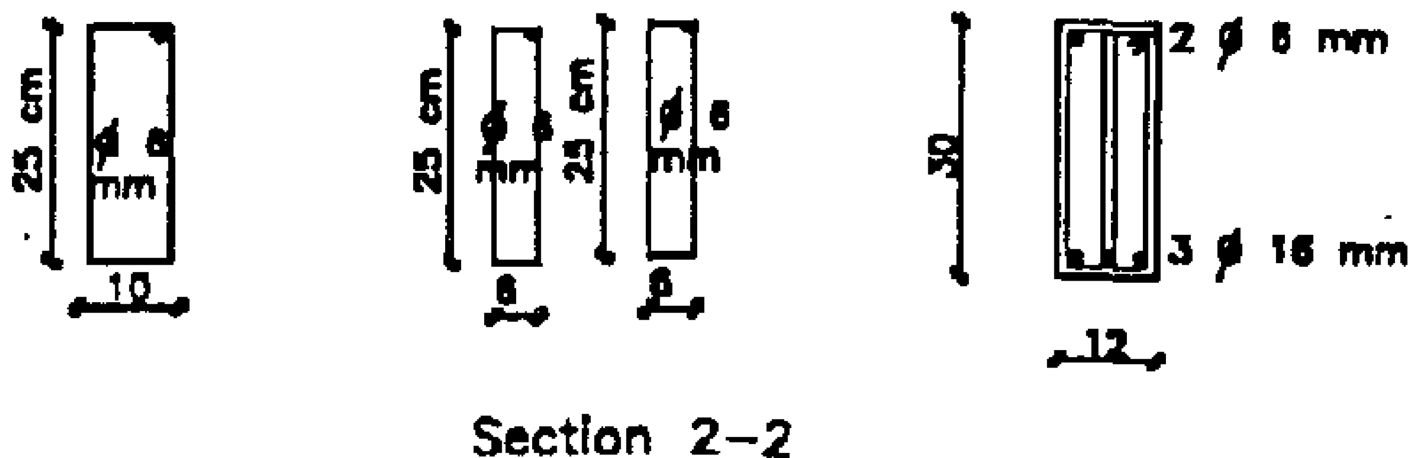
Fig. 8- Finite element descretization for beams H1

Table 3- Physical properties and results of the analyzed haunched beams

Beam	h_m* cm	β°	a cm	f_c' kg/cm^2	Stirrups	F.E.A. (Tons)	EC95 (Tons)	F.E.A / EC95
A1	20.0	-9.46	90	250	Φ8@20	3.54	2.32	1.53
A2	27.5	-4.76	90	250	Φ8@20	7.18	4.64	1.55
A3	35.0	0.00	90	250	Φ8@20	11.80	7.44	1.59
A4	42.5	+4.76	90	250	Φ8@20	16.31	8.07	2.02
A5	50.0	+9.46	90	250	Φ8@20	21.70	8.73	2.49
B1	20.0	-9.46	90	200	Φ8@20	3.08	2.26	1.36
B2	27.5	-4.76	90	200	Φ8@20	5.80	4.50	1.29
B3	35.0	0.00	90	200	Φ8@20	9.18	7.22	1.27
B4	42.5	+4.76	90	200	Φ8@20	14.49	7.84	1.85
B5	50.0	+9.46	90	300	Φ8@20	19.11	8.48	2.25
C1	20.0	-9.46	90	300	Φ8@20	4.44	2.39	1.86
C2	27.5	-4.76	90	300	Φ8@20	8.69	4.76	1.83
C3	35.0	0.00	90	300	Φ8@20	13.85	7.63	1.82
C4	42.5	+4.76	90	300	Φ8@20	20.29	8.28	2.45
C5	50.0	+9.46	90	300	Φ8@20	24.15	8.95	2.70
D1	20.0	-9.46	30	250	Φ8@20	11.46	11.84	0.97
D2	27.5	-4.76	30	250	Φ8@20	18.10	13.53	1.34
D3	35.0	0.00	30	250	Φ8@20	23.18	15.37	1.51
D4	42.5	+4.76	30	250	Φ8@20	27.77	17.37	1.60
D5	50.0	+9.46	30	250	Φ8@20	31.71	19.54	1.62
E1	20.0	-9.46	60	250	Φ8@20	5.55	4.00	1.39
E2	27.5	-4.76	60	250	Φ8@20	10.87	5.68	1.91
E3	35.0	0.00	60	250	Φ8@20	17.19	7.68	2.24
E4	42.5	+4.76	60	250	Φ8@20	20.84	8.68	2.40
E5	50.0	+9.46	60	250	Φ8@20	25.38	9.77	2.60
F1	20.0	-9.46	90	250	Φ6@10	3.98	2.54	1.57
F2	27.5	-4.76	90	250	Φ6@10	8.08	5.06	1.60
F3	35.0	0.00	90	250	Φ6@10	13.28	8.12	1.64
F4	42.5	+4.76	90	250	Φ6@10	18.35	8.81	2.08
F5	50.0	+9.46	90	250	Φ6@10	24.10	9.53	2.53
G1	20.0	-9.46	90	250	Φ10@30	3.81	2.39	1.59
G2	27.5	-4.76	90	250	Φ10@30	7.60	4.78	1.59
G3	35.0	0.00	90	250	Φ10@30	12.49	7.66	1.63
G4	42.5	+4.76	90	250	Φ10@30	17.39	8.31	2.09
G5	50.0	+9.46	90	250	Φ10@30	22.28	8.98	2.48
H1	20.0	-9.46	90	250	Φ8@20	3.54	2.32	1.53
H2	27.5	-4.76	90	250	Φ8@20	7.18	4.64	1.55
H3	35.0	0.00	90	250	Φ8@20	11.80	7.44	1.59
H4	42.5	+4.76	90	250	Φ8@20	16.31	7.44	2.19
H5	50.0	+9.46	90	250	Φ8@20	21.70	7.44	2.92

*h_m= beam height at mid span





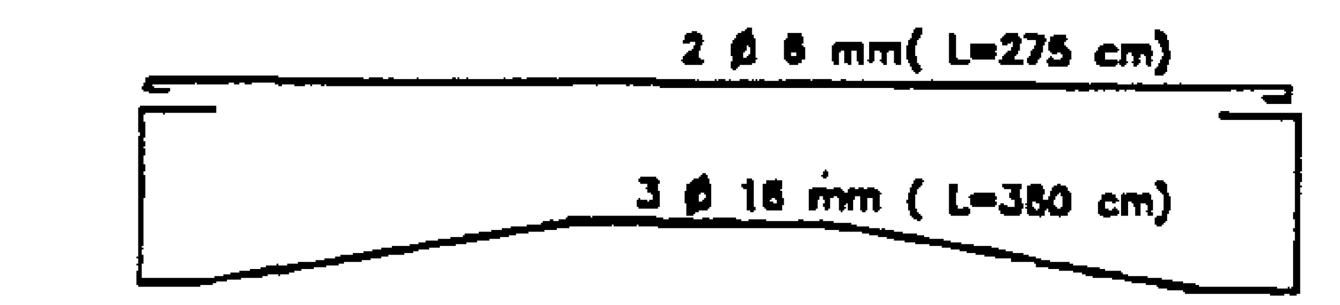


Fig. 1- Beam geometry and reinforcement details for F1 [7]

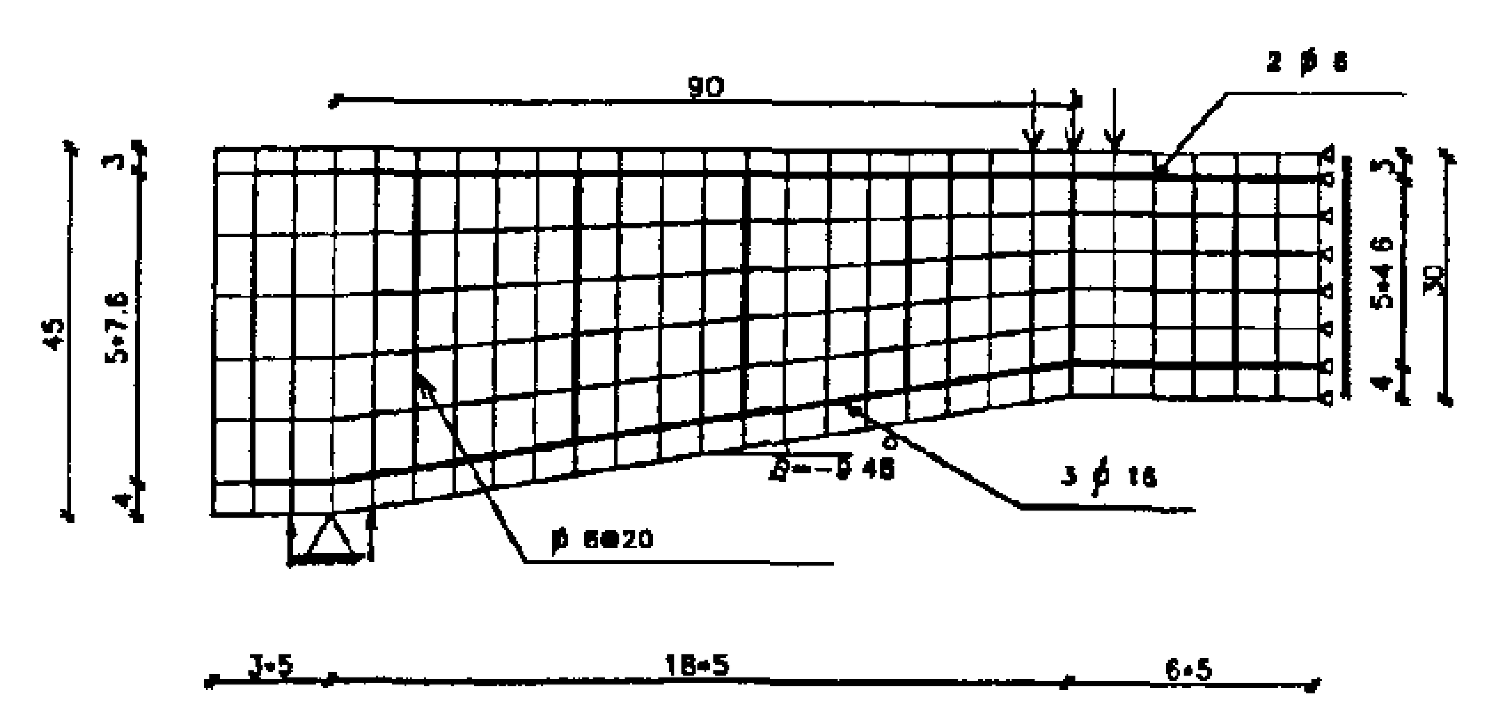


Fig. 2- Finite element descretization for beam F1

reduced up to failure and the ultimate load was recorded. In the finite element analysis, the load was applied at equal increments up to failure. The load was applied through three forces to simulate the spreading action of steel plate. Since the load was divided into three components, no additional precautions were warranted to guard against local crushing failure.

The results of the analytical solution were compared with the experimental results as shown in table 2. The average ratio of analytical results to experimental results of ultimate load is 1.056 with standard deviation of 0.136. It is clear that the

Table 1- Physical properties for tested beams [7]

Beam	h_s* cm	h_m** cm	b cm	β	A cm	f_c' kg/cm^2	Long. steel	Stirrups #
A1	30	30	12	0.00	90	250	3 Φ 20	Φ 5.5@20
A2	15	30	12	+9.46	90	200	3 Φ 20	Φ 5.5@20
C1	30	30	12	0.00	90	286	3 Φ 20	Φ 5.5@20
C2	15	30	12	+9.46	90	282	3 Φ 20	Φ 5.5@20
D1	30	30	12	0.00	90	304	3 Φ 20	Φ 5.5@10
D2	30	30	12	0.00	90	312	3 Φ 20	Φ 8 @20
D4	15	30	12	+9.46	90	275	3 Φ 20	Φ 8 @20
D5	45	30	12	-9.46	90	289	3 Φ 20	Φ 5.5@10
F1	45	30	12	-9.46	90	211	3 Φ 16	Φ 6 @20
F2	45	30	12	-9.46	90	208	3 Φ 18	Φ 6 @20
F5	30	30	12	0.00	90	206	3 Φ 18	Φ 6 @20
F6	30	30	12	0.00	90	209	3 Φ 16	Φ 6 @20

* h_s = beam height at support.
** h_m = beam height at mid span.
f_y (stirrups) = 3245 kg/cm^2.

analytical ultimate load capacity is very close to experimental results. Therefore the program is valid to study haunched beams with different parameters.

Table 2 - Comparison between the analytical and experimental results

Beam No.	Shear Failure Load		V_u (NARCS1)* / V_u (Exp)
	Exp.	NARCS1	
A1	7.35	7.16	0.97
A2	5.80	5.90	1.02
C1	7.25	7.69	1.06
C2	7.20	8.59	1.19
D1	8.35	7.87	0.94
D2	7.50	8.58	1.14
D4	5.85	8.09	1.38
D5	6.50	7.73	1.19
F1	6.70	6.44	0.96
F2	7.05	6.44	0.91
F5	6.75	6.44	0.95
F6	6.25	6.03	0.96

* Av. = 1.056 S.D. = 0.136

THE FINITE ELEMENT ANALYSIS

Forty reinforced concrete haunched and constant depth beams were modeled and loaded analytically until failure. The beams were divided into eight series. The angle " β^{o}" of the haunch inclination changed from (-9.46°) to (+9.46°), five haunch slopes in each series. The model used in each beam consisted of 231, 4-nodded element. All reinforcement were modeled using 2-nodded bar element. The beams were designed to fail in shear and they had sufficient flexural reinforcement.

Table 3 and figures 3 to 8 summarize the properties of different beams. The following properties were held common to all beams:

Bottom reinforcement $A_{ms} = 14.73$ cm^2

PARAMETRIC STUDY ON THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE HAUNCHED BEAMS UNDER SHEAR

By
Dr. Wael M. El-Degwy*

ABSTRACT

An analytical investigation is presented herein describing the behavior of 40 reinforced concrete haunched beams under shear. The study includes the influence of the following parameters, angle of haunch inclination, concrete compressive strength, shear span, arrangement of shear reinforcement and support location.

The analysis of each beam was carried out under statically increasing load. The discussion of the results illustrated the effect of the considered parameters on the behavior of reinforced concrete haunched beams under shear. The angle of haunch inclination, the concrete compressive strength and the shear span had significant effect on the ultimate capacity, while the arrangement of shear reinforcement and the support location had generally no significant effect. Comparison of results with the Egyptian Code was illustrated.

INTRODUCTION

Beams may have varying depth to suit structural or architectural requirements. Generally the depth increases in the direction of increasing moments [1]. The use of haunched beams reduces the volume of concrete and may reduce the total cost. The size and shape of the haunch may vary depending on the nature and magnitude of the applied loads and in some cases on architectural considerations.

This research was carried out using NARCS1 (Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structure 1). The computer program was originally written by Fakhry [2] and enhanced by Mosalam [3] and El-Tawil [4]. The program was previously verified to check its ability to model reinforced concrete corbels [5] and also was verified to check its ability to model reinforced concrete deep beams with openings [6]. In order to check and verify the ability of the program to model the response of reinforced concrete beams, with or without haunch, twelve symmetrical beams tested experimentally by Debaiky and Elniema [7], are modeled and analyzed in this research using NARCS1 program and compared with the experimental results.

*Associate Professor, Faculty of Engineering, Cairo University. Giza Egypt.

PROGRAM VERIFICATION AND CALIBRATION FOR HAUNCHED BEAMS

In this section, the program will be verified in order to check it's ability to model the response of reinforced concrete haunched beams. Many factors were included in the program calibration. These factors were the inclination of the haunch, the concrete compressive strength, the shear span, the longitudinal reinforcement ratio and the arrangement of shear reinforcement. Twelve experimentally tested beams [7], were modeled and tested analytically sing NARCS1 program and compared with experimental results.

Because of symmetry, only one half of the beam was analyzed. Physical properties of tested beams are shown in table 1. Figure 1 shows the geometry and arrangement of reinforcement used in one of the beams. Figure 2 shows the finite element mesh used to represent the beam that consisted of 189, 4-nodded element. All reinforcement of beam (longitudinal steel and stirrups) was modeled using 2-nodded bar element.

Experimentally, the load was applied and the beam was supported using a steel plate, thus spreading the load effect over a finite area. The load was applied at equal increments up to initial cracking, after which the load increments were

CONTENTS

ARABIC SECTION

ENGLISH SECTION

JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS

28 Ramsis St. Cairo ARE Tel: 5740488

VOL. 39 ISSUE No. 1 - 2000 ISSN 1110 - 1253

INSTRUCTIONS FOR AUTHORS OF ARTICLES

* Issued quarterly - Contributors are invited to submit material for editorial consideration addressed to the Editor.

* The Journal publishes articles contributing to the advancement of engineering science and applications.

* Scientific articles may be typewritten in Arabic or English and should start with abstracts in both languages.

* Authors' names should be given in full, in both languages, together with their academic titles and professional occupations

* The Journal does not hold itself responsible for the opinions or the contents expressed by the authors.

* Articles may not exceed 8 pages. In this respect, mathematical derivations may be abbreviated and tables replaced by curves.

* Curves to be drawn on tracing paper, and to occupy half a page at most. Exceptionally, full page curves or plates are admitted. Curves presented will be scaled down to these sizes. Figures and lettering on curves should not be less than 3 mm even after scaling down.

* References to be given at the end of each article and classified alphabetically according to author's name followed by the name of the journal or book and the date of issue.

YEARLY SUBSCRIPTION

Inland:

Engineers	20 L. E.
Non - Engineers	50 L. E.
Organizations	500 L. E.

Abroad

Individuals	75 US $
Organizations	500 US $

مجلة جمعية المهندسين المصرية

٢٨ شارع رمسيس – القاهرة ج . م . ع . – ت : ٥٧٤٠٤٨٨

المجلد التاسع والثلاثون – العدد الثاني ٢٠٠٠ ردمد ١١١٠ – ١٢٥٣

- تصدر المجلة ربع سنوية.
- ترسل النصوص المطلوب موافقة هيئة التحرير على نشرها باسم السيد رئيس التحرير.
- تنشر المجلة المقالات التى تسهم فى رفع مستوى العلوم الهندسية وطرق ممارستها.
- تقبل للنشر المقالات والبحوث العلمية بعد تحكيمها بإحدى اللغتين العربية أو الإنجليزية، وتبدأ بخلاصة ABSTRACT بكل من اللغتين.
- المجلة غير مسئولة عن الآراء والمحتويات التى تنشر وهى تعبر عن كاتبها فقط.
- تذكر أسماء أصحاب المقالات كاملة باللغتين ومعهما ألقابهم العلمية ووظائفهم.
- يراعى ألا تتجاوز المقالة ٨ صفحات بالمجلة، وفى سبيل ذلك يختصر الاشتقاق الرياضى، ويستعاض عن الجداول بمنحنيات مرسومة بالحبر الشينى الأسود، على أن يشغل المنحنى نصف صفحة على الأكثر، ولا يشغل صفحة كاملة إلا فى حالات استثنائية، وسيصغر أىّ منحنى إلى تلك المقاسات.
- ويراعى ألا يقل ارتفاع الحروف أو الأرقام على المنحنيات المنشورة عن ٣ مم بعد التصغير.
- يعنى بذكر المراجع المستقى منها المقال، وتصنف تبعاً لإسم المؤلف ، ثم العنوان ، ثم المجلة أو الكتاب وتاريخه.

اشتراكات المجلة:

- داخل البلاد :

الاشتراك السنوى للمهندسين	٢٠ جنيها
الاشتراك السنوى لغير المهندسين	٥٠ جنيها
الاشتراك السنوى للهيئات	٥٠٠ جنيها

- بالخارج :

للأفراد ٧٥ دولار أمريكى سنوياً.

وللهيئات ٥٠٠ دولار أمريكى سنوياً.

وذلك عن الأربع أعداد السنوية ويعامل الواحد بواقع الربع من هذه القيمة.

وتعطى أولوية النشر بالمجلة للسادة الزملاء أعضاء جمعية المهندسين المصرية.

محتويات العـــــــــــدد

القسم العربى

قسم الأفرنجى:

المخزون الثقافى للعمارة السكنية المحلية فى الصحارى المصرية

د. ماجــدة عبيد*

مقدمة

التاريخ هو ظل الزمن على الجغرافيا، وكما بقى التاريخ بقيت المبانى المحلية بمخزونها الثقافى تحمل بصمات المهندسين وبصمات جميع الفنون المتقنة للبناء، وما بقى من عصرنا الحالى هو انعكاس للأفكار والمعمار وتقنيات البناء في ذلك الوقت.

ويعنى مفهوم العمارة المحلية : القيم الإنسانية المتوارثة - إن العمارة المحلية هى أشكال إنشائية ناطقة تعبر عن الصورة بشكلها الواضح لثقافات عصر ما، وكذلك ما كان يراود هذا العصر من أفكار وثقافات انعكست على هذه المبانى السكنية. هذه المبانى هي توليفة أو سلسلة من التوليفات الفريدة التى نجحت خلال الزمان والمكان في التعبير عن قيمة أو ضرورة ثقافية، وهذا ما قدمته العمارة المحلية بما تحمل من مخزون ثقافى، في بيئة يغلب عليها المناخ الحار الجاف. لقد قدمت العمارة تجاوباً ومرونة مع هذا المناخ تصل إلى حد الراحة الحرارية تقريباً على مدار السنة، وذلك من خلال تطويع الكتلة والفراغ مع قوى الطبيعة الشمس والهواء، المياه والأرض، تألف هذا المجموع فى لحن متناغم ومتجاوب مع نمط وأسلوب حياة السكان والمجتمعات ذات العادات والتقاليد والأعراف التي تختلف باختلاف المكان، تضافرت كل هذه العوامل للوصول إلى راحة المستخدمين لتلك الأنماط من العمارة، هذه العمارة التى استمرت عبر القرون شاهدة على عصرها تحكى وتعكس الثقافات التى أفرزت التصميمات والتشكيلات والمفردات والرموز المعمارية للعمارة المحلية في الصحراء المصرية.

الهدف من البحث

الحفاظ على ما تبقى من تلك العمارة المحلية السكنية كمعالم تاريخية لها كل الصلة بالماضى، وخوفاً من أن تتلاشى في الوقت الحاضر، ولا يتبقى لها صلة بالمستقبل، خاصة عند تنمية تلك المجتمعات وما يجرى الآن من تحديثها.

وقبل أن نتطرق إلى موضوع البحث يجب أولاً تعريف الصحراء:

الصحراء هي أرض فضاء واسعة، نادرة المياه، وتعد مصر مناخياً من الصحراء الخالصة، أو ما تسمى "بالبيداء المصرية" لانبساطها، واتساعها، ووقوعها في مهب التجاريات. وفي هذه البيداء يصير الغلبة للرياح، والتى تعمل على تشكيل سطح الأرض، ويمكن القول بأن المناخ والجيومورفولوجيا تحدد أقاليمها الطبيعية وكذلك أسلوب الحياة.

والصحارى المصرية ليست إلا جزءاً من الحزام الصحراوى الكبير، الذي يبدأ من ساحل المحيط الأطلسى في شمال أفريقيا، ويمتد إلى البحر الأحمر وسيناء وشبه الجزيرة العربية والعراق ويستمر نحو الشرق حتى يصل إلى أواسط آسيا — ووادى النيل نفسه ليس إلا واحة في هذه

*أستاذ مساعد بقسم الهندسة معهد الدراسات والبحوث البيئية - جامعة عين شمس

الصحراء، ولقد قسمت صحارى مصر طبقاً للمعايير التخطيطية التصميمية والعمرانيةً وليس من الناحية الجغرافية أو الطبيعية إلى: السواحل المصرية، الهوامش الصحراوية، الواحات، الأودية الصحراوية، الهضاب الصحراوية *.

مشكلة البحث

هناك عمارة لها مفردات وثقافة عبرت عن احتياجات ونمط وأسلوب حياة سكانها، لابد من صيانتها والحفاظ عليها وحمايتها من الاندثار نتيجة لعمليات التحديث والتغريب الحادثة للعمارة المحلية خاصة فى المناطق الصحراوية، والاستفادة من تلك العمارة ذات الفلسفة الخاصة بها والتى عبرت عنها الواجهات، المساقط الأفقية بفراغاتها الداخلية، المفردات والرموز والتشكيلات المعمارية، والاستفادة بكل هذا المخزون الثقافى عند تعمير وتنمية تلك المجتمعات.

تحليل المشكلة

من الواقع الميدانى الاجتماعى والمعمارى من التجمعات العمرانية على مستوى صحراء مصر، أمكن اختيار بعض المجتمعات التى تعبر عن أنماط ثقافية مختلفة أفرزت نماذج معمارية يجب الحفاظ عليها ، وأمكن اختيارها من خلال عدة محددات :

أولاً : تمثل نماذج فريدة لعمارة تراثية محلية استخدمت فيها مواد البناء المحلية .

ثانيا: استمرت عبر هذه السنوات شاهدة على ثقافة مجتمعات .

ثالثاً: بها غنى في التفاصيل والتشكيلات والرموز المعمارية يمكن الاستفادة منها عند التعمير والتنمية والتطوير لهذه المجتمعات.

هذا ولقد تم اختيار ثلاث مجتمعات لتكون هى النماذج الإرشادية لاختيار أفضل الأمثلة للنماذج السكنية التي أفرزت من الثقافات الموروثة لكل مجتمع وهي كالتالى:

١- المجتمع السيناوى:

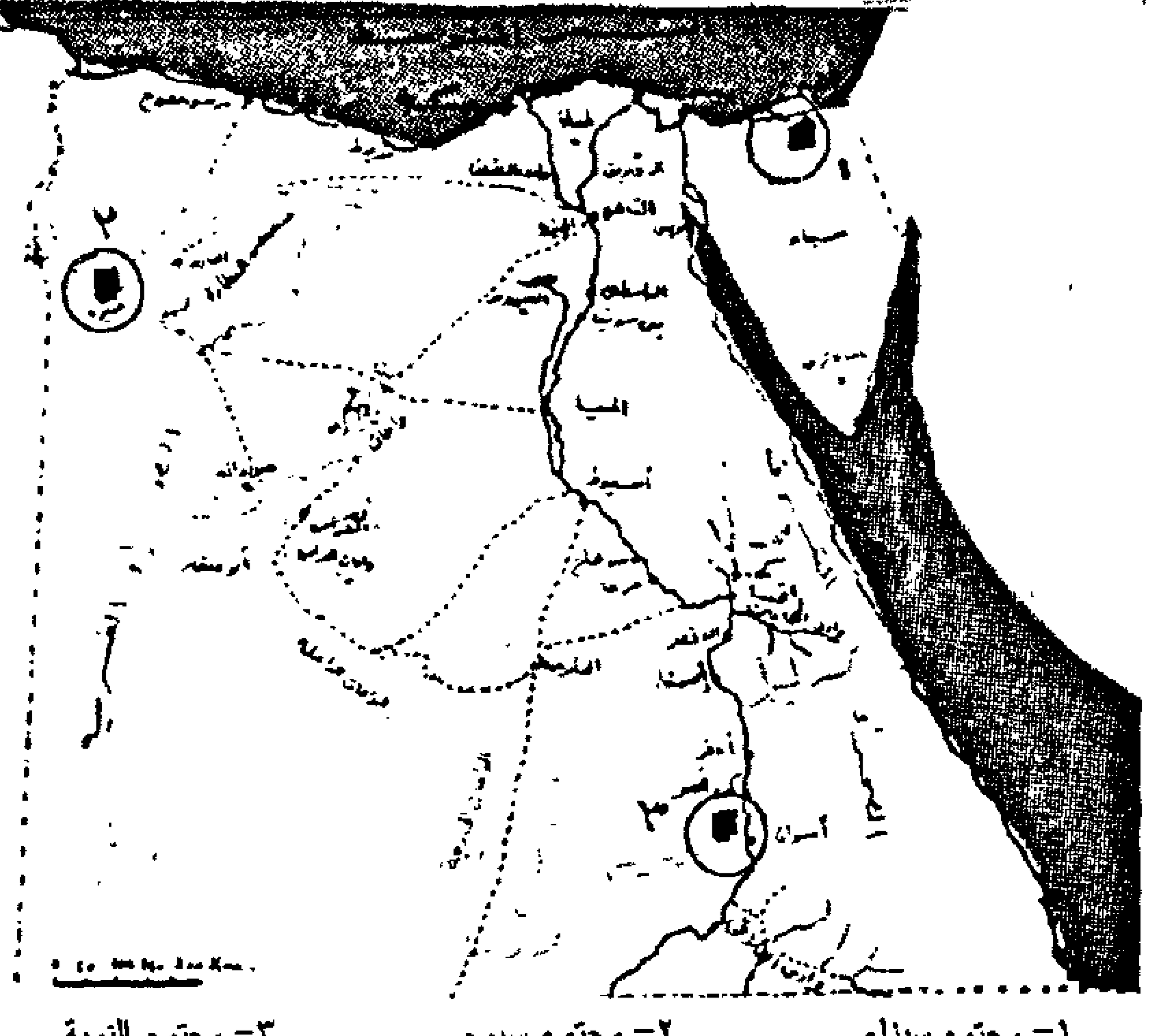
وهو يعبر عن عمارة الصحراء الساحلية، وتم اختيار بعض النماذج السكنية فى مدينة العريش، رأس سدر، ومدينة السلمانة.

٢- مجتمع سيوه:

وهو يعبر عن الواحات وتم اختيار بعض النماذج السكنية التي تعبر عن ثقافة هذا المجتمع المتفرد، خاصة في قرية شالي.

٣- المجتمع النوبى:

وهو يعبر عن الهوامش الصحراوية بما يحمله من تــراث وثقافة وأعراف والخريطة رقم (١) توضح مواقع هذه التجمعات في الصحاري المصرية.



١- مجتمع سيناء ٢- مجتمع سيوه ٣- مجتمع النوبة

خريطة رقم (١) توضح مواقع المجتمعات الثلاثة

والدراسة سوف تســتعرض رؤيــة معماريــة اجتماعيــة للمجتمعات السابقة.

أولاً: المجتمع السيناوى:

يعتمد على النظام القبلى، تمثل القبيلة أهمية كبيرة للبدوى، يحكمها عرف قبلى صارم، حفظ لها بقاءها، وحقق

* بهاء بكرى – المعايير التخطيطية والتصميمية للعمران الصحراوى – مركز أبحاث البناء ٢٠٠٠.

لها الأمن والاستقرار رغم قسوة الظروف، وجفاف المناخ وندرة المياه، والمراعي الشحيحة، ولا يقف سلطان هذه القبائل على أفراد القبيلة فحسب وإنما يمتد إلى القبائل المجاورة.

العائلة أو الأسرة، شديدة الترابط وتعتمد على القبيلة، وهى الوحدات الأكبر التى تشكل حدودها الخارجية فى العلاقات الاجتماعية، بل تحدد حركتها من مكان لآخر، فالقبيلة هى الوحدة الاجتماعية الأكبر، لأنها تحدد مدى التجوال في الصحراء وتعقد الصلح مع القبائل الأخرى، وتمارس الضغط الاجتماعى.

ولا شك أن هذه القبائل بقيمها المتوارثة وعادتها، يجب أن نتمسك بها، ونقويها كما هو الحال فى جميع بقاع العالم.

والحياة في الصحراء لا حدود، ولا بيوت، ولا جدران تحفظ ظهر البدوي إن نام أو جلس أو حتى إن عمل.

ويمكن تقسيم المجتمع السيناوى إلى مجتمع البدو، والمجتمع الحضرى، والجدول رقم (١) يوضح الفروق بينها: (٢)

م	وجه المقارنة	المجتمع السيناوى البدوى	المجتمع السيناوى الحضرى
١	أشكال الوجود الاجتماعي	القبيلة العربية/امتدادها (بطونها وفروعها)	العائلة المركبة والتي تتكون من الأسر البسيطة والعائلة بوجه عام تشبه العشيرة في النظام القبلى
٢	اللهجة	تختلف لهجة أبناء البدو عن الحضري في كثير من ألفاظها	خليط من أبناء الشام والعامية المصرية
٣	لون البشرة	تميل بشرة البدوى إلى السمرة	تميل بشرة الحضرى إلى البياض
٤	الأصول العرقية	القبائل العربية في شبه الجزيرة العربية ولهذا المجتمع امتدادات بشرية عبر الحدود	متعدد الأصول العرقية
٥	الهرم الاجتماعي	شيخ القبيلة وله كلمته لدى أفراد القبيلة والعرف الاجتماعى له قوة القانون أو أكثر	شيخ العائلة، وليس له السيطرة الكاملة على الأسرة، ولا يتمسك أفراد العائلة بالقوانين الوضعية والعرف والتقاليد في معظم الأحيان

*حسن كامل راتب – سيناء ص ١٥١ عام ١٩٨٨

**حامد الموصلي – التكنولوجيا والنمط الحضارى – ص ٤١ عام ١٩٨١

نمط المسكن السيناوى

هناك نمطان لشكل المسكن السيناوى أحدهما يعبر عن المجتمع البدوي، حيث يسكن البدو الخيام المصنوعة من جلود الإبل والجمال بشكل عام، نتيجة لحياة الترحال والبحث عن مراعي أو بئر مياه، أما النمط الثاني فتعبر عن المساكن في مدينة العريش حيث تعتبر نموذجاً حياً للعمارة التي أفرزتها الحضارة المحلية للتعامل مع الطبيعة، فهي تجسد الرؤية والمنهج والفلسفة للبناء، ويعد المسكن الفواخيري هو النموذج الأمثل لثقافة المجتمع الحضري السينوى[٣] فهو يمثل:

١- قطاعاً كبيراً لساكني هذا النمط من سكان العريش
٢- معرض لاندثاره نتيجة لدافع التحديث
٣- يتميز بالمرونة، الوحدة، والاتساق في تقسيم الفراغات الداخلية.

وبتحليل المسكن يمكن تقسيمه إلى:

(أ) فلسفة التصميم:

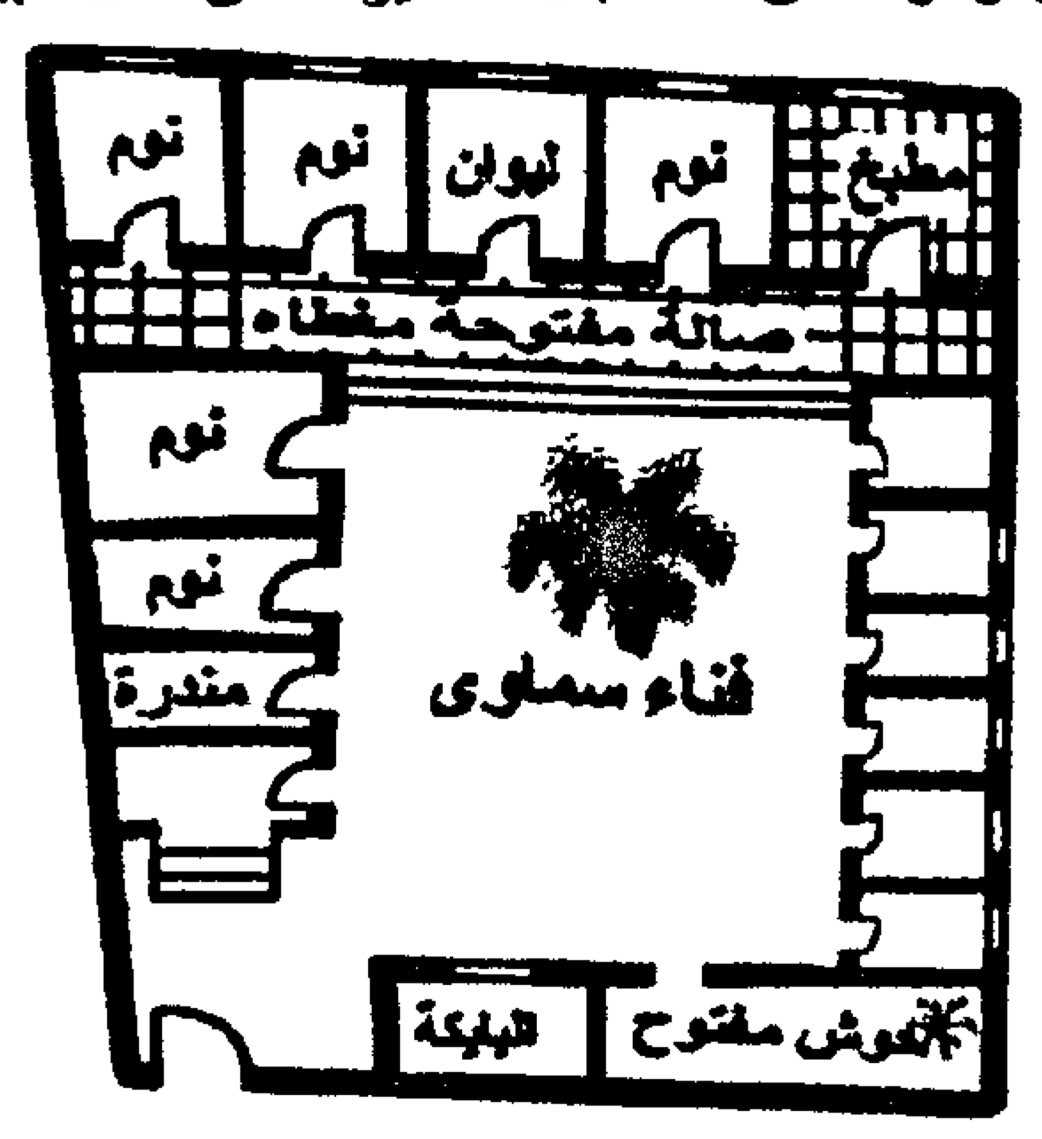
الانفتاح على الداخل، الخصوصية، المشاركة الشعبية في البناء، المسكن يعبر عن ارتباط الإنسان بالزمان والمكان والطبيعة.

(ب) المسقط الأفقي: شكل رقم (١) ويتكون من:

١- مدخل رئيسى
٢- فناء داخلى (وهو صحن البيت) ذو سقف مغطى.
٣- مندرة لاستقبال الرجال تطل على فرندة ترتفع عن منسوب الأرض بعدة درجات.
٤- فناء داخلي تطل عليه الحجرات مفتوح للسماء، ومزروع بالخضراوات والأشجار.
٥- "البايكه" وهي مكان للخزين، والمطبخ وهو عنصر رئيسي في المسكن، حمام.
٦- حظيرة للحيوانات (الغنم) مسقوفة بالجريد ومخلفات النخيل
٧- غرف النوم والخزين،والغرف الشتوية وهي في الجهة

الأخرى من المدخل الرئيسي

٨- صالة يطل عليها الغرف الخاصة بالنوم وملحق بها الإيوان وهو مكان لاستقبال الضيوف من أهل البيت.



شكل رقم ١- يوضح المسقط الأفقى لمنزل الفواخيرى بمدينة العريش

كما أن هناك نماذج من العمارة السكنية تم رفعها في رأس سدر شكل رقم (٢) يعبر عن المسقط الأفقى وهى عبارة عن:

١- مدخل رئيسى ومداخل ثانوية.

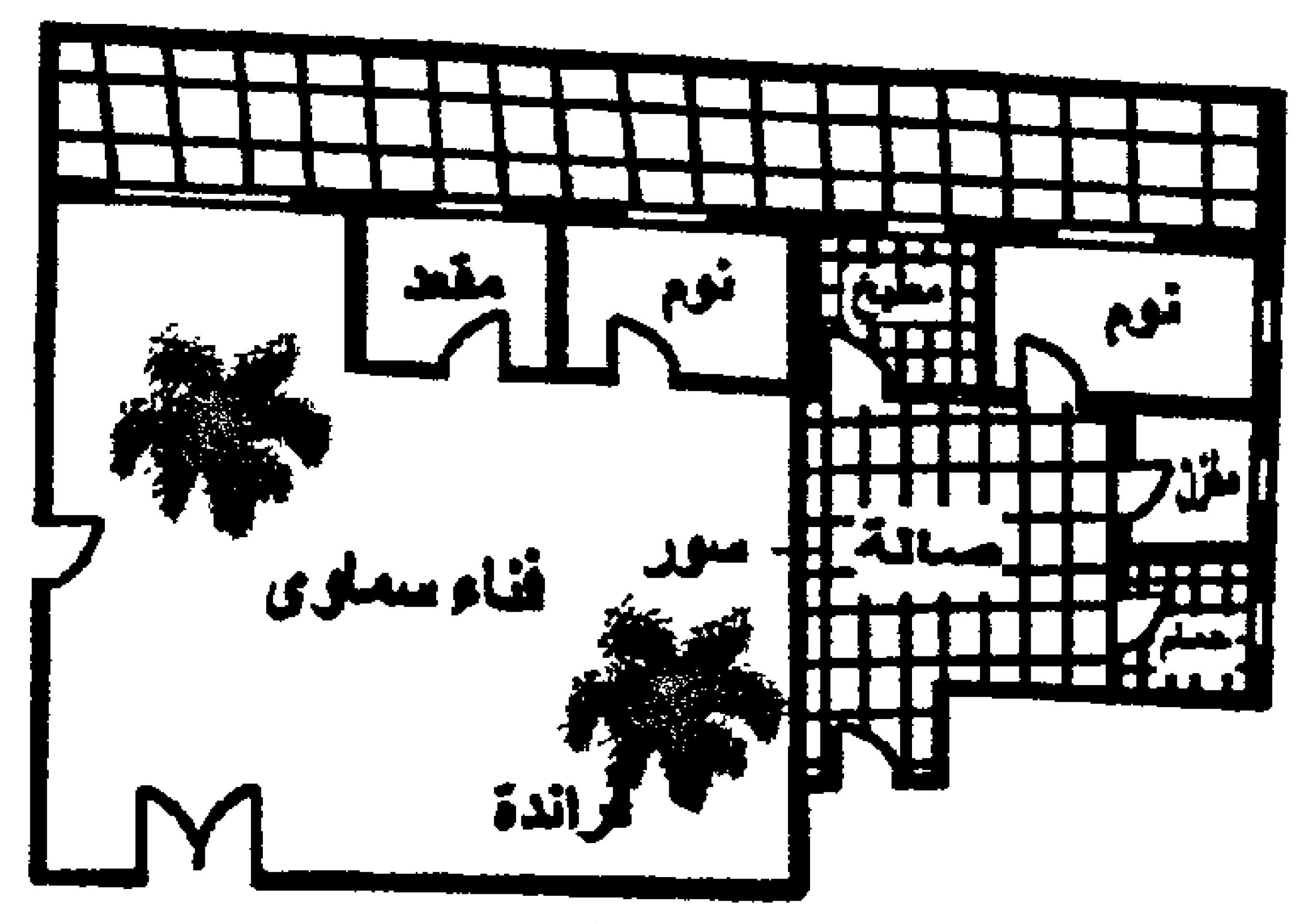
٢- فناء داخلى سماوى.

٣- مقعد وغرف للضيوف.

٤- سور بارتفاع ١،٦٠ كحماية ويعبر عن الخصوصية بمدخل يفصل الجزء العام عن الخاص.

٥- الجزء الخاص ويحتوى على غرف للنوم، مخزن ومطبخ رئيسى، حمام.

٦- صالة مغطاة وهي مكان للتسامر والتقاء أهل البيت.



شكل رقم ٢- المسقط الأفقى لمنزل برأس سدر

شكل رقم(٣) يوضح المسقط الأفقي لمنزل بمدينة العريش وهو عبارة عن:

١- مدخل رئيسى وآخر ثانوى.

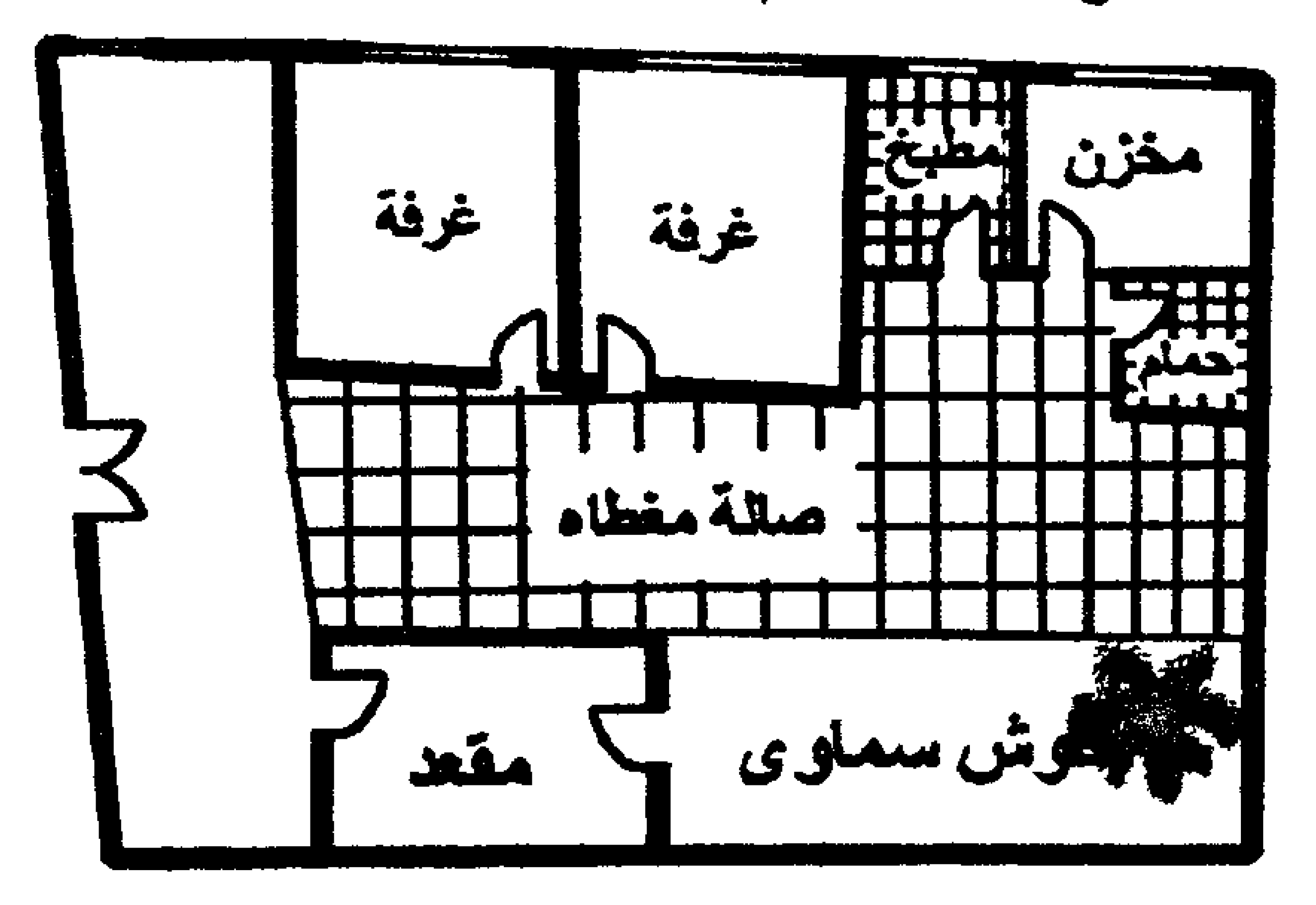
٢- حوش سماوى (الفناء).

٣- مقعد يطل على الفناء.

٤- صالة مغطاة تفصل الجزء العام عن الخاص.

٥- غرف للنوم.

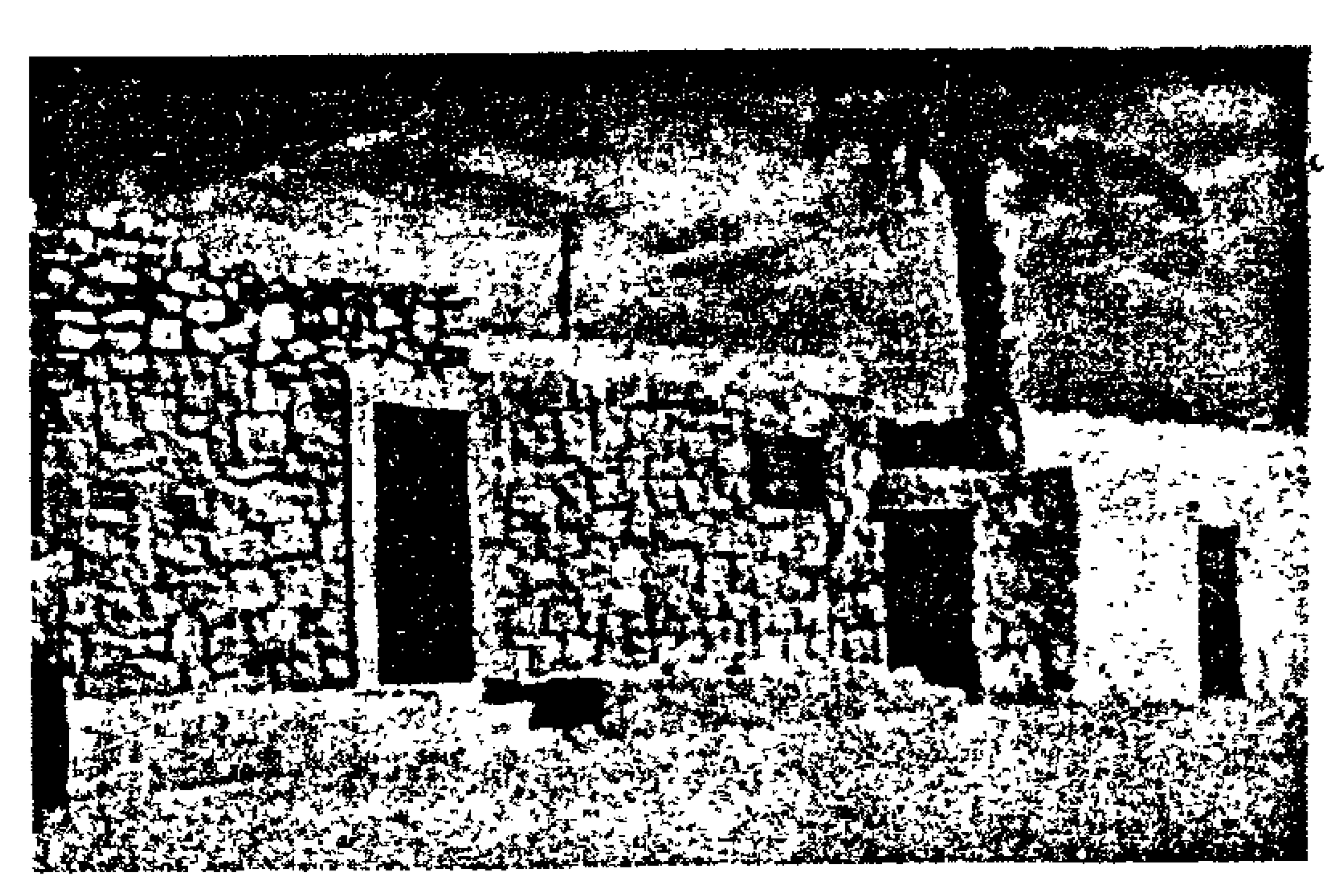
٦- مطبخ ومخزن، حمام.



شكل رقم ٣- يوضح المسقط الأفقى لمنزل بالعريش

(جـ) شكل الكتلة:

عبارة عن مربع أو مستطيل الشكل ليس بها أية تشكيلات، فهي كتلة صماء، بارتفاع دور واحد، والفتحات ذات جلسات مرتفعة تصل إلى ٢ متر أو أكثر- صورة رقم (١)



صورة رقم ١- توضح شكل الكتلة والتوازن الاجتماعى المتمثل فى سمك الحوائط والأسقف والإمتداد الأفقى

(د) الغلاف الخارجي: صورة رقم (٢) وتشمل:

* **الواجهات:** يصل ارتفاعها إلى ٤,٠ متر: ٥,٠ متر مطلية باللون الفاتح الذي يشبه لون الرمال حيث يساعد على عكس أشعة الشمس، بها فتحات صغيرة تطل على الخارج وأخرى تطل على الصالة

* **الأسقف:** من النخيل والجريد والخشب، يرص "خلف خلاف" ويربط بالأحبال المصنوعة من الليف، ويغطي السقف بالجريد وطبقة من الطين المخلوط بالتبن وفصل الشعير والقمح، ويعتبر عازل جيد للحرارة والبرودة.



صورة رقم ٢- توضح الغلاف الخارجي للمباني السكنية حيث يظهر الفراغ بالحيز العمراني

(هـ) المفردات التشكيلية وتحتوى على:

* **البوابة:** من الخشب ضلفة واحدة أو ضلفتين من خشب البلوط في معظم الأحيان، ينمو محليـــاً في العريش يوجد عليها فى بعض الأحيان حليات نصف دائرية، وهى مستوحاة من الفن الفرعونى القديم.

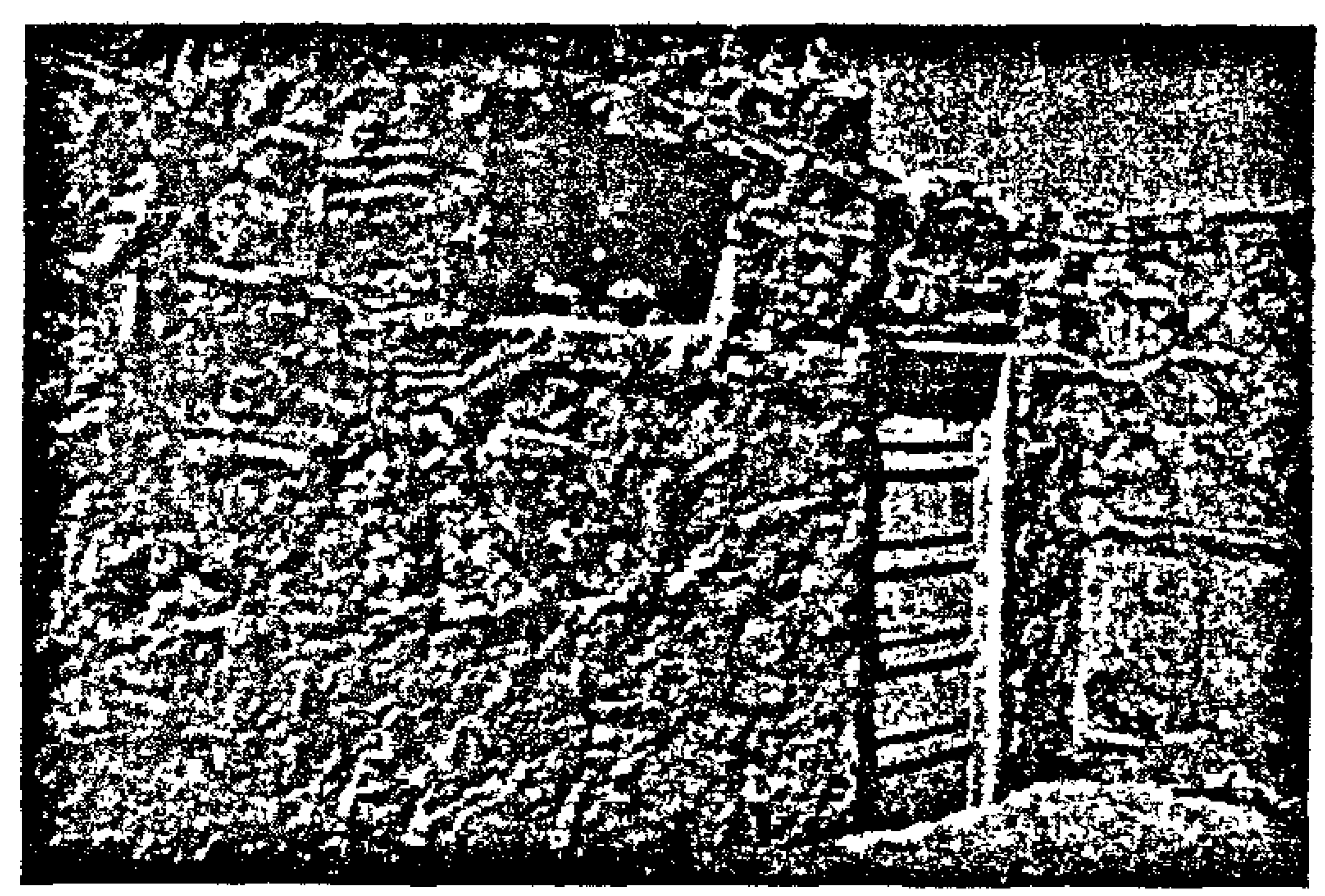
* **الشرفة:** تستخدم للتسامر، خاصة في ليالي الصيف ويتم الاهتمام بها، وخاصة الأثاث

* **الفتحات:** يستخدم الشباك العلوي (طاقة) للإضاءة والتهوية، كذلك الشراعة أعلى الباب وهي من العناصر الرئيسية، الفتحات تطل على الداخل في معظمها وهي مربعة الشكل أو مستطيلة

* **الزخارف والحليات:** بسيطة وغير واضحة في معظم مساكن سيناء، وإن وجدت فموقعها يكون على المداخل بأشكال زخرفية بسيطة.

(و) مواد البناء: صورة رقم (٣):

تستخدم طوبة الرمال، بنسبة ٢٠%، يجلب من نفس الأرض ويمثل الطين ٨٠%، ويجلب من مناطق مختلفة، كما تستخدم خلطة التبن الخشن ومخلفات درس الشعير بعد فصل الحبوب حيث يعطي الفصل والتبن للمونة قوة تماسك كما يستخدم الحجر الجيري والطوب الكسر، ومخلفات المباني في بناء الجدران، وتصل المسافة بين المباني إلى حوالي ٧,٠ متر.



صورة رقم ٣- توضح استخدام مواد البناء المحلية فى الإنشاء

ثانياً: المجتمع السيوى:

يعيش السكان في مناطق متفرقة بالصحراء الغربية، حيث تبلغ مساحة الصحراء الغربية حوالي ثلثي مساحة مصر، وتعد أكثر المناطق جفافاً في العالم، وفي بعض جهاتها نجد موارد المياه التي تبعد عن بعضها بمئات الكيلومترات، مما شكل ذلك الظروف البيئية للثقافة المحلية الخاصة بكل منطقة.

يوجد بالصحراء الغربية خمسة منخفضات الداخلة، الخارجة، الفرافرة، البحرية، وسيوه، وهناك النطرون وهو

منخفض يقع على هامش الدلتا الغربي ويشتهر بأديرته العتيقة وهو أكبر تجمع نسكى عرفته الكنيسة القبطية ومستمر حتى الآن، كما عرفته مصر الفرعونية.

والواحة كلمة قبطية تعني "المعمور" أو "العامرة"*، ويمكن القول بأن واحة الداخلة والخارجة تكونان مجموعة حضارية واحدة وواحتى البحرية والفرافرة أيضا تكونان مجموعة أخرى واحدة، أما سيوه تعد واحة آمون الأسطورية وهى أبعد الواحات الهامة عن الوادى.

ومن الخطأ الشائع اعتقاد أن جميع من يعيشون في الصحراء يقيمون في منازل أو خيام أو أنهم يتحدثون اللغة العربية ولهم نفس العادات والتقاليد، وإنما لكل مجتمع قوانينه الحاكمة وثقافتـــه والتى تعكس بدورها أسلوب البناء، فمعظم الواحات الداخلة والخارجة والبحرية والفرافرة ينتمون إلى القبائل العربية ويرتبطون بصلة القرابة والأصل المشترك ببعض سكان المحافظات مما جعلهم أكثر تحضراً وأقرب إلى العادات والثقافات لقرى صعيد مصر، وسكان الوادى. ويعتمد سكان الخارجة والداخلة على الرعى والزراعة، ويوجد مبان بواحة الخارجة يصل عمرها إلى ٨٠٠ سنة وأهمها مدينة الموتى "البجوات" وهى تقع على سفح جبل الطير. وواحة البحرية والفرافرة هم خليط من السكان الأصليين بالواحة والبدو والذين نزحوا من الصحراء الغربية، إما من السواحل أو من ليبيا أو من مصر العليا خاصة محافظة المنيا، يعتمدون على الزراعة، ومبانيهـــم تشبـــه المبانـــى فـــى القـــرى المصريـــة. يتمتع نساؤهم بالحرية، ويتحلون بالأساور والحلى الفضية وهن ميسورات الحال عن المناطق، الأخرى كما يتمتعن بنسبة عالية من الجمال، لهم تقاليدهم في الزواج، الوفاة، الأعياد والمواسم ويعتقدون أكثر من غيرهم في الخرافات والسحر والشعوذة حيث تؤثر بدورها على حياتهم وتصرفاتهم،وهي سمة واضحة بين معظم مجتمعات الواحات ولكن بصور متباينة ومتغيرة تبعاً لطبيعة كل منطقة.

أما واحة سيوه، موضوع الدراسة والتي سوف نركز عليها كمثال لمجتمع الواحات طبقاً للتقسيم العمراني نجد أنه مجتمع قبلي، متماسك، العائلة ممتدة وإن كان الطلاق منتشر بصورة كبيرة، سكنها عناصر البربر، ويتحدث أهالى سيوه حتى الآن اللغة السيويه وهى إحدى لغات البربر وينتمون إلى القبيلة العربية بليبيا، لهم قوانينهم وعاداتهم وثقافتهم التى يحترمونها وتكون لها قوة القانون. النساء يلبسن "البرقع" ولا تظهر السيدة على المجتمع إلا من خلال فتحة صغيرة لعينها من خلال ارتداء " ملاءة سوداء" على الملابس ذات النقوش الزاهية.

وتعد قرى شالى أحد المعالم الرئيسية لسيوه حيث بنيت من مادة "القرشيف" أو"الكرشيف" وهى ناتج تزهير أملاح التربة مكونة من كبريتات الكالسيوم، وكلوريد الصوديوم وثاني أكسيد السليكون متحدة مع بعضها.

يمثل نمط المسكن السيوى تعبيراً فريداً للعمارة المحلية التراثية، والتي عكست ثقافة ونمط حياة مجتمع له قوانينه الحاكمة، وفيها تشكلت المباني كوحدة واحدة، وجزء من الطبيعة: عمارة منغلقة لا تفصح عن نفسها من الخارج خالية من الفتحات تقريباً، متشكلة بنهايات متباينة وهى:

(أ) فلسفة التصميم للمسكن السيوى

(ب) المسقط الأفقى: شكل رقم (٤) يوضح أحد النماذج للمسقط الأفقي والمتكرر للطبقة المتوسطة بسيوه**، وهو عبارة عن مسقط الدور الأرضى:

١- مدخل رئيسى منكسر يطل على صالة تستخدم في الاجتماع وبها مصطبة (مجاز)

٢- فناء داخلى يحيط به الغرف وبه سلم للدور العلوى

٣- غرفة تخزين

الدور المتكرر عبارة عن:

١- سلم يصل لصالة توديع

* احمد فخرى – واحات مصر – المجلد الأول – ١٩٩٣

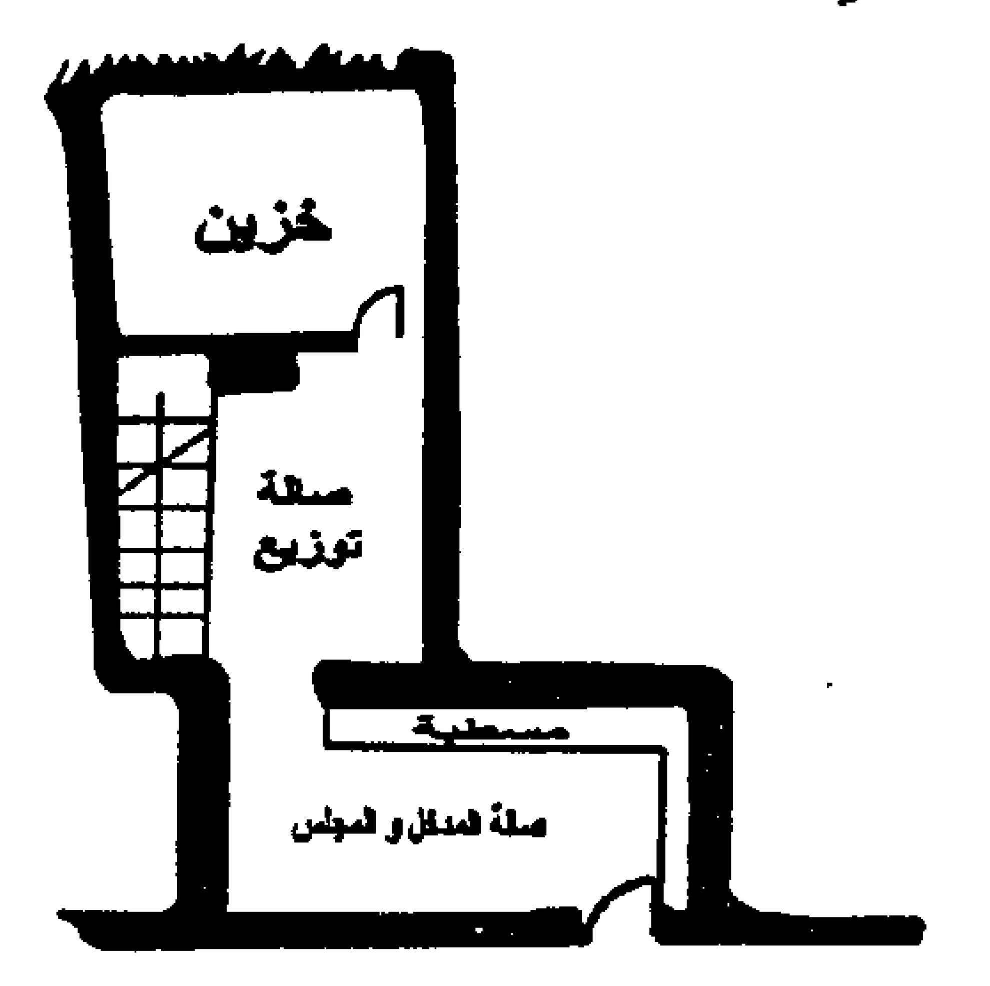
** أسامة النحاس – عمارة الصحراء – عام ١٩٨٧

٢- غرف للنوم بامتدادات داخلية

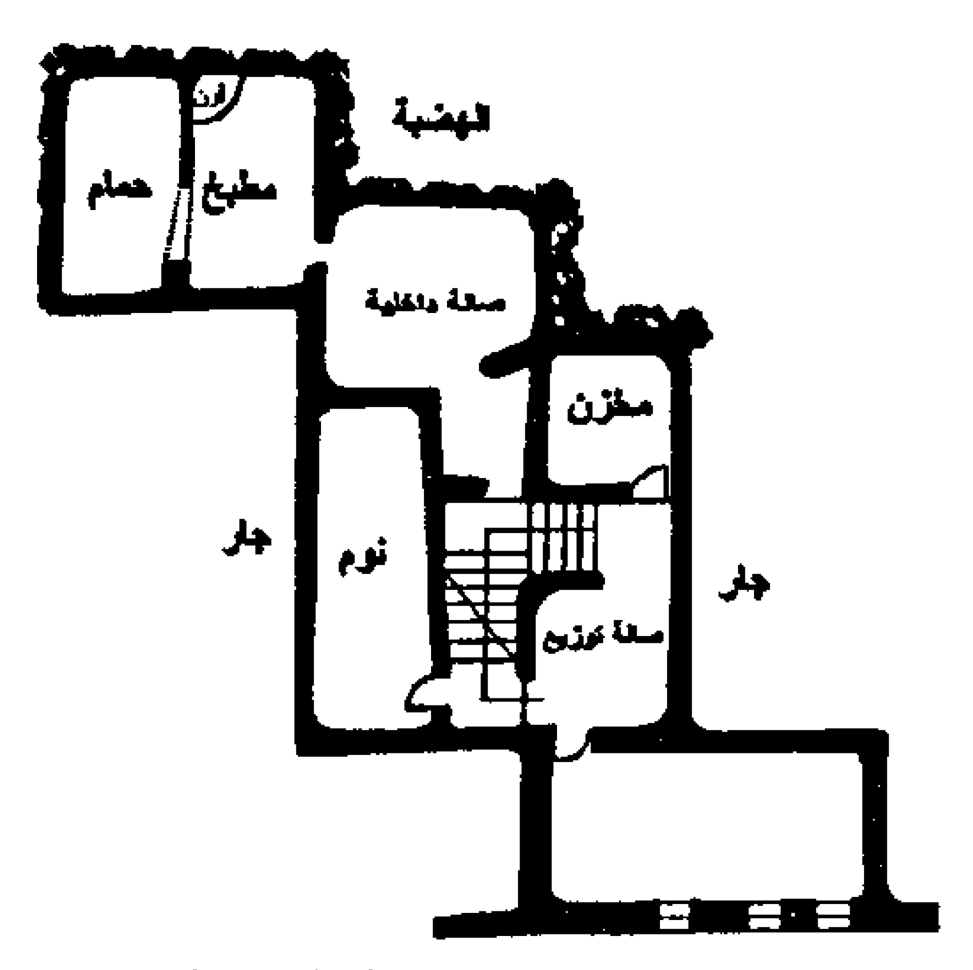
٣- مخزن

٤- مطبخ وحمام

٥- صالة داخلية



شكل رقم ٤- يوضح المسقط الأفقى لمنزل يوضح مساكن محدودى الدخل بواحة سيوه



الدور المتكرر لمنزل محدود الدخل بواحة سيوه

شكل رقم (٥) يوضح نموذج مسقط أفقى لأحد البيوت المحفورة في الهضبة ويتكون من:

١- مدخل منكسر (مجاز) ٢- سلم يؤدى للسطح

٣- حوش سماوى ٤- غرف للنوم

٥- مطبخ وحمام

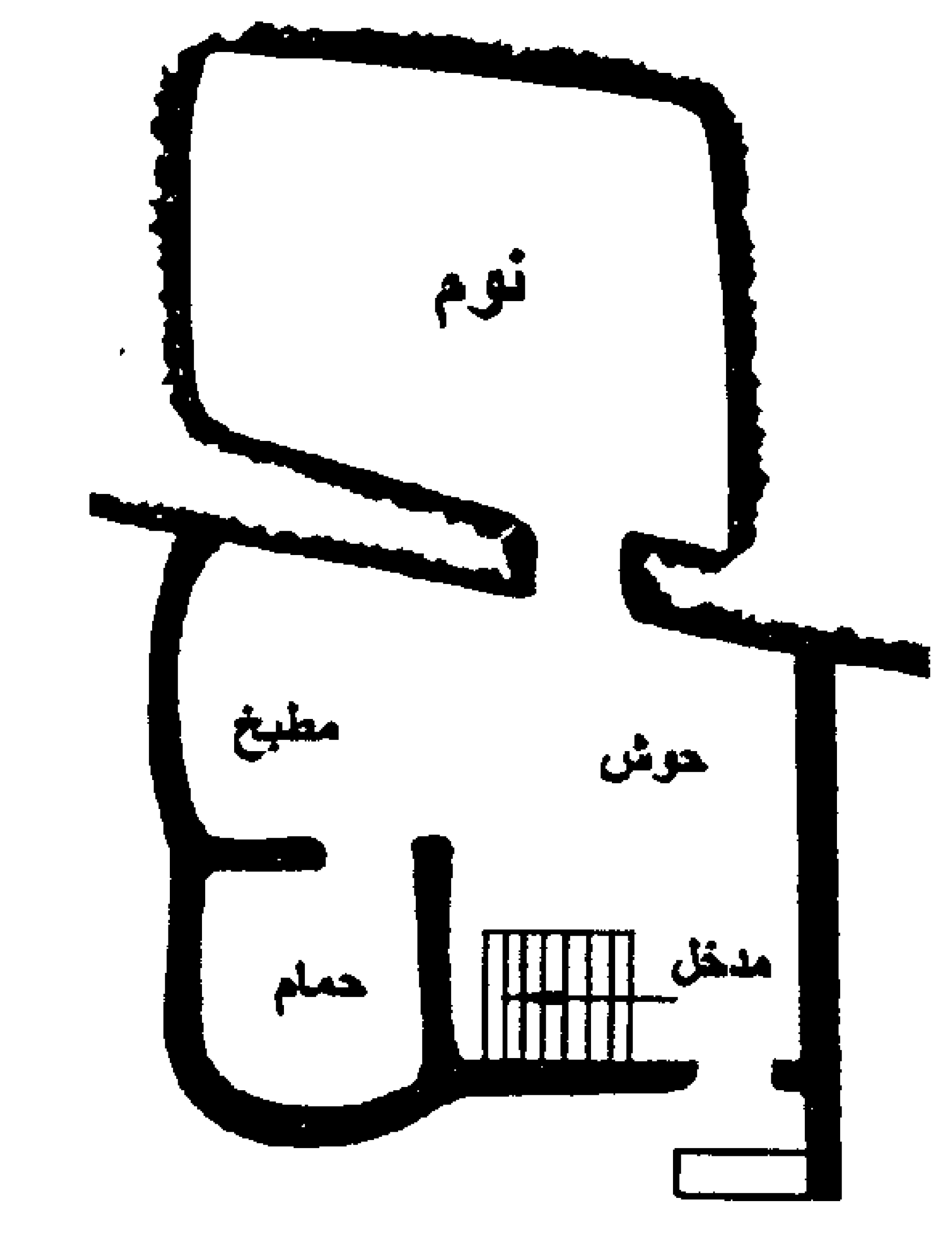
شكل رقم (٦) يوضح نموذج لأحد المساكن لسكان الهضبة الشرقية بواحة سيوه وهو عبارة عن:

١- مدخل رئيسي يطل علي غرفة مندره

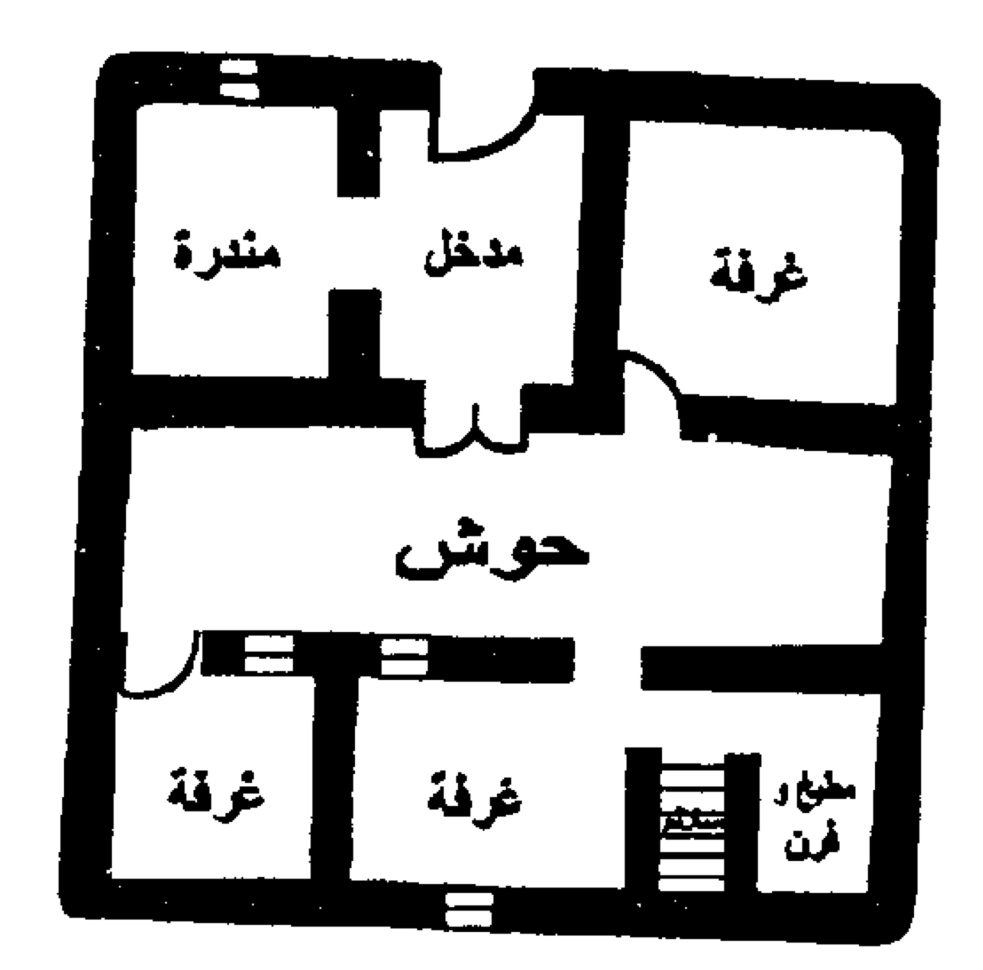
٢- حوش سماوي ٣- غرف تحيط بالحوش

٤- مطبخ وفرن وحمام

٥- غرفة تطل على الحوش للأقارب



شكل رقم ٥- يوضح المسقط الآفقى لأحد البيوت المحفورة فى الهضبة



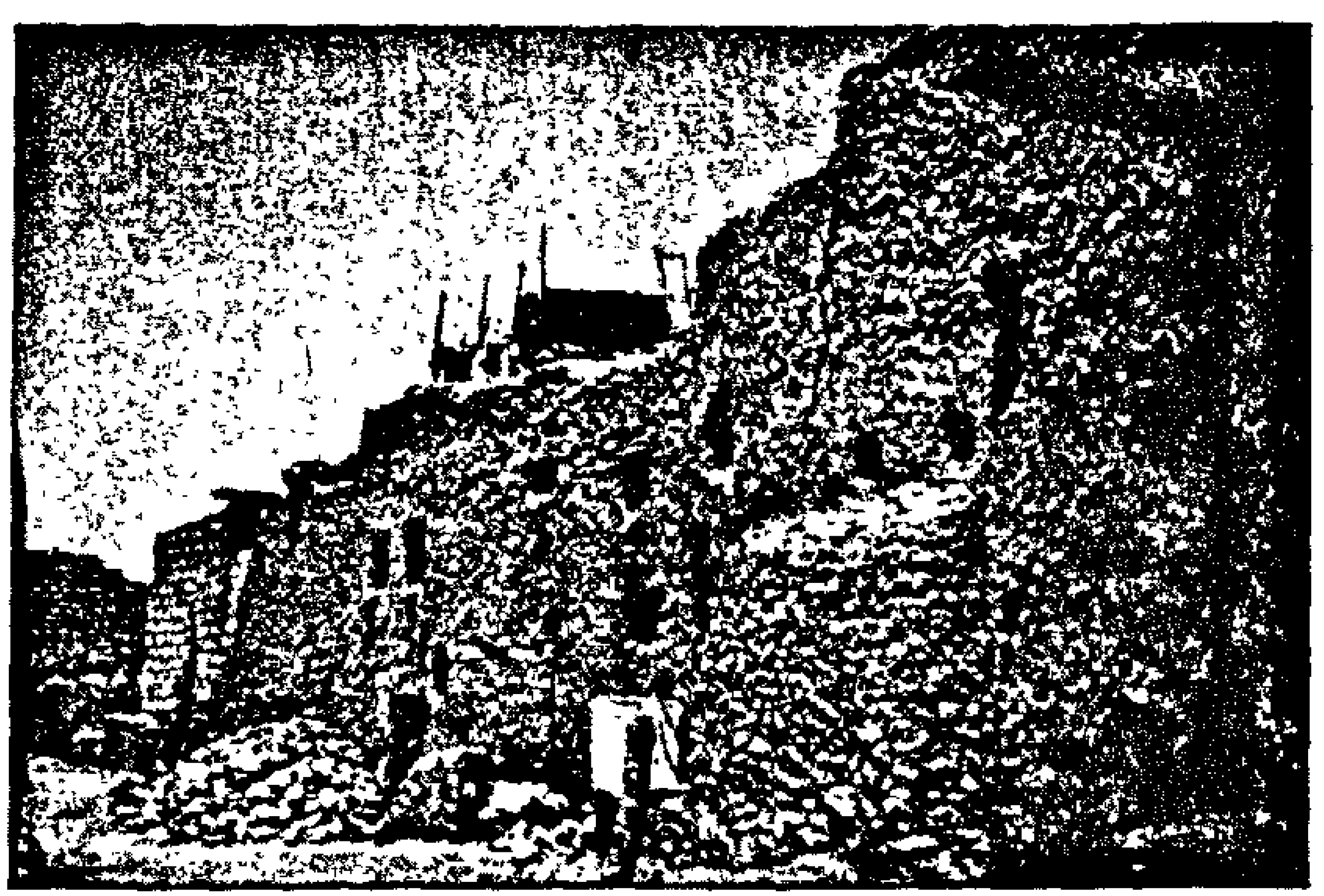
شكل رقم ٦- يوضح نموذج لأحد المساكن لسكان الهضبة الشرقية بواحة سيوة

(جـ) شكل الكتلة: صورة رقم (٤)

عبارة عن مستطيل أو مربع، وهي مبانى متلاصقة أفقية ورأسية وهي عبارة عن دور أو أكثر، ذات تشكيلات منحنية ونهايات غير متساوية ومدببة في بعض الأحيان، وينطبق عليها قول " فرانك لويد رايت" في نظرية العمارة العضوية "حيث يتحد المبني مع ما حوله في بيئته ويأخذ شكله من المواد المحلية"، وهذا ما تعبر عنه العمارة المحلية التراثية في واحة سيوه.

(د) الغلاف الخارجي ويشمل:

* **الواجهات:** وهي من الحوائط السميكة تبني من مادة القرشيف، وهي مادة تذوب مع هطول الأمطار، لذا تعد من الخطورة على سلامة السكان، وهذا ما حدث حيث هجر


صورة رقم٤ - شكل الكتلة متلاصقة أفقية أو رأسية من مادة القرشيف بسيوه

معظم السكان هذه المباني وبدأوا يبنون بالأحجار، صورة رقم (٥).

* **الأسقف:** من جذوع النخيل وخشب الزيتون وجريد البوص واللياسه الطينية في السقف ذات نهايات غير محددة ومدببة ومنحنية أحيانا معطية تشكيلات جميلة مع خط السماء.

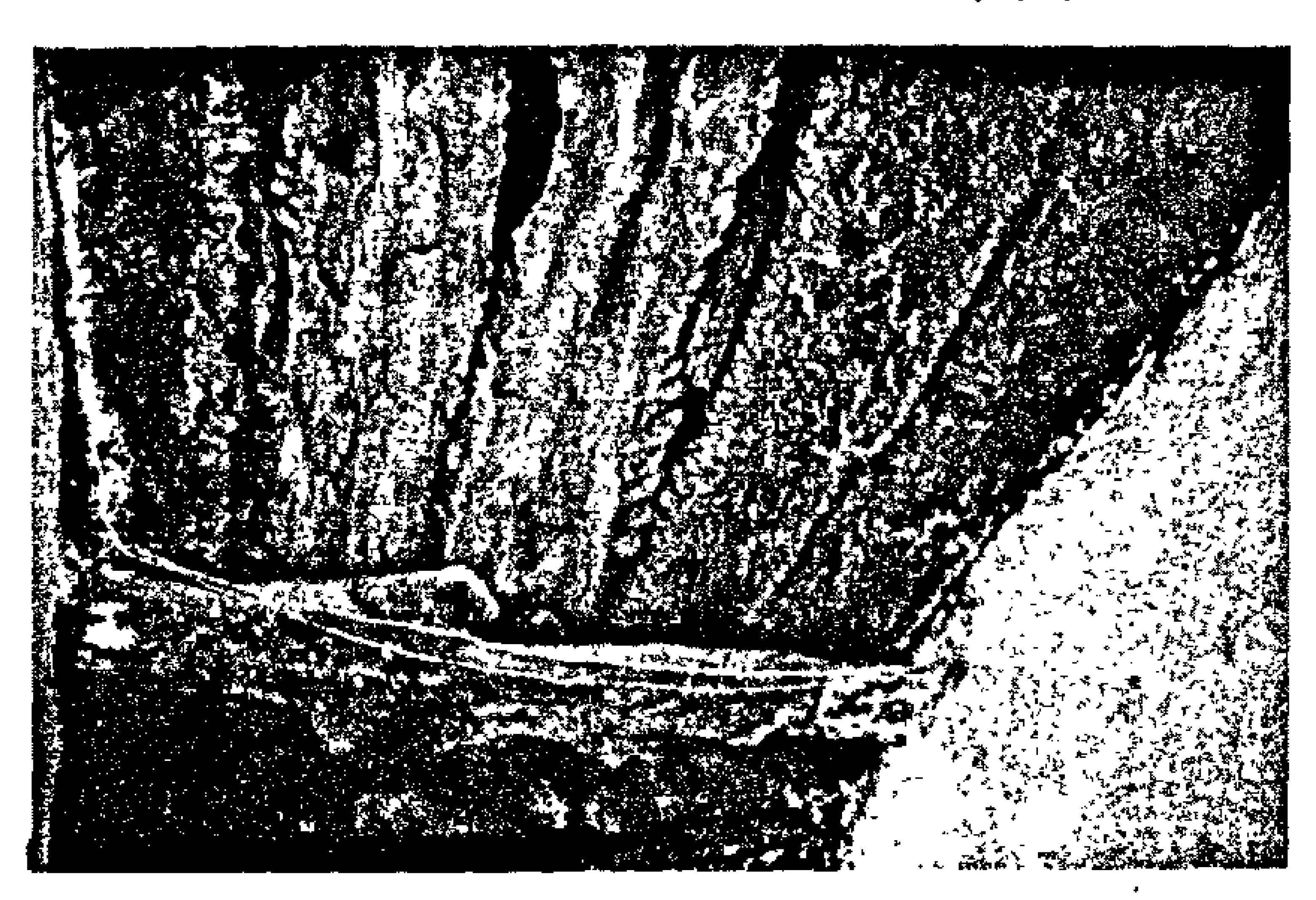

صورة رقم ٥ - وهى حوائط سميكة والأسقف ذات انحناءات ونهايات غير مستوية

(هـ) المفردات التشكيلية وتظهر في:

* المدخل المنكسر (المجاز)
* المندره: أو مكان الاستقبال
* الفتحات الصغيرة المطلة على الداخل، والأصغر تطل على الخارج خاصة في الأبراج الدفاعية
* الزخارف والحليات: لم يبرع أهل سيوه في عنصر الزخارف المعمارية لمبانيهم، والموجود منها يغلب عليه البساطة والبدائية
* لا توجد مصاطب أو مكان للاجتماع خارج المسكن

(و) مواد البناء:

يستخدم القرشيف في بناء الحوائط، وهي حوائط سميكة، كذلك جذوع الأشجار خاصة النخيل وأشجــار الزيتون التي تشتهــر بهــا واحة سيــوه في الأسقف وترص أفقياً في مسافات حوالي٢٠:٣٥ سم ثم يوضع فوقها فرشه من الخوص ويعلوه الطين، ثم طبقة من الطين المخمر بالتبن ويشكل على هيئة طبقة صلبة تعمل عازلاً للمياه والحرارة صورة رقم (٦).


صورة رقم ٦ - توضح استخدام جذوع النخيل وأشجار الزيتون بالأسقف

ثالثاً: مجتمع النوبة:

يعني اسم النوبة الذهب والاسم القديم "نوب" أو "نوبو" وذلك لوجود مناجم ذهب، وتنقسم النوبة إلى ثلاثة مجتمعات هي، مجتمع الكنوز، مجتمع العرب، وأخيراً مجتمع النوبيين. يقطن الكنوز الجزء الشمالى، أما العرب فيسكنون المنطقة الوسطى، والنوبيين يقطنون الجزء الجنوبى، السكان هم قبائل النوبة وخليط من سكان النوبة الأصليين وقبائل وفدوا إليها من قرى صعيد مصر والجزيرة العربية. يتحدثون اللغة النوبية التى تنطق ولا تكتب، ويحرصون على تعليمها لأبنائهم، لهم من العادات والتقاليد الخاصة بهم وتظهر في تحرر المرأة بعض الشيء، ومكانتها البارزة في المجتمع، الاهتمام بالتعليم، والنوبيون لا يتزوجون إلا من النوبيات. يهتمون بالنظافة العامة بشكل كبير، وكذلك بالنظافة الشخصية.

يعانى السكان من ضعف الانتماء القبلي نتيجة لعمليات التهجير، ولقد أوضحت الدراسة الاستطلاعية أن سكان النوبة شعب لا يهتم بالخرافات والسحر، والشعوذة ولا يؤمنون بها، والرجل النوبى هو المسئول الأول عن بيته وعن تجهيزه من أثاث وذهب وكل المحتويات الخاصة بإعداد سكن للزواج، ولا تشارك المرأة النوبية في أية مصروفات بالبيت، لذا يرتفع سن الزواج لدي الشباب في هذا المجتمع، وكذلك النسبة العالية للهجرة بحثاً عن عمل خارج المجتمع.

البيت النوبي يعكس ثقافة هذا المجتمع حيث يفصلون الزرائب، والحيوانات وحظائر الطيور عن المسكن من خلال شارع حيث يخطط المسكن ليكون منفصلاً تماماً عن الحظائر، وذلك خوفاً عن اختلاط الأنشطة. ويحرص الإنسان النوبي أن يتجه مدخل المسكن في الجهة العمودية على النيل، ويراعى التوجيه بشكل كبير.

نمط المسكن: يعبر المسقط الأفقى عن:

(أ) فلسفة واضحة في التنظيم تظهر في الاهتمام بالخصوصية، الانفتاح على الداخل والخارج، المشاركة الشعبية في معظم نواحي الحياة، دور المرأة، البعد عن الخرافات والسحر، العلاقات الاجتماعية بين الأهالى بشكل كبير.

(ب) المسقط الأفقى شكل رقم (٧) ويتكون من:

١- مدخل رئيسي وآخر ثانوى

٢- مندره أو مضيفة للاستقبال

٣- صالة مغطاة ٤- فناء أو حوش سماوى

٥- غرف للنوم ٦- مطبخ ومخزن وحمام

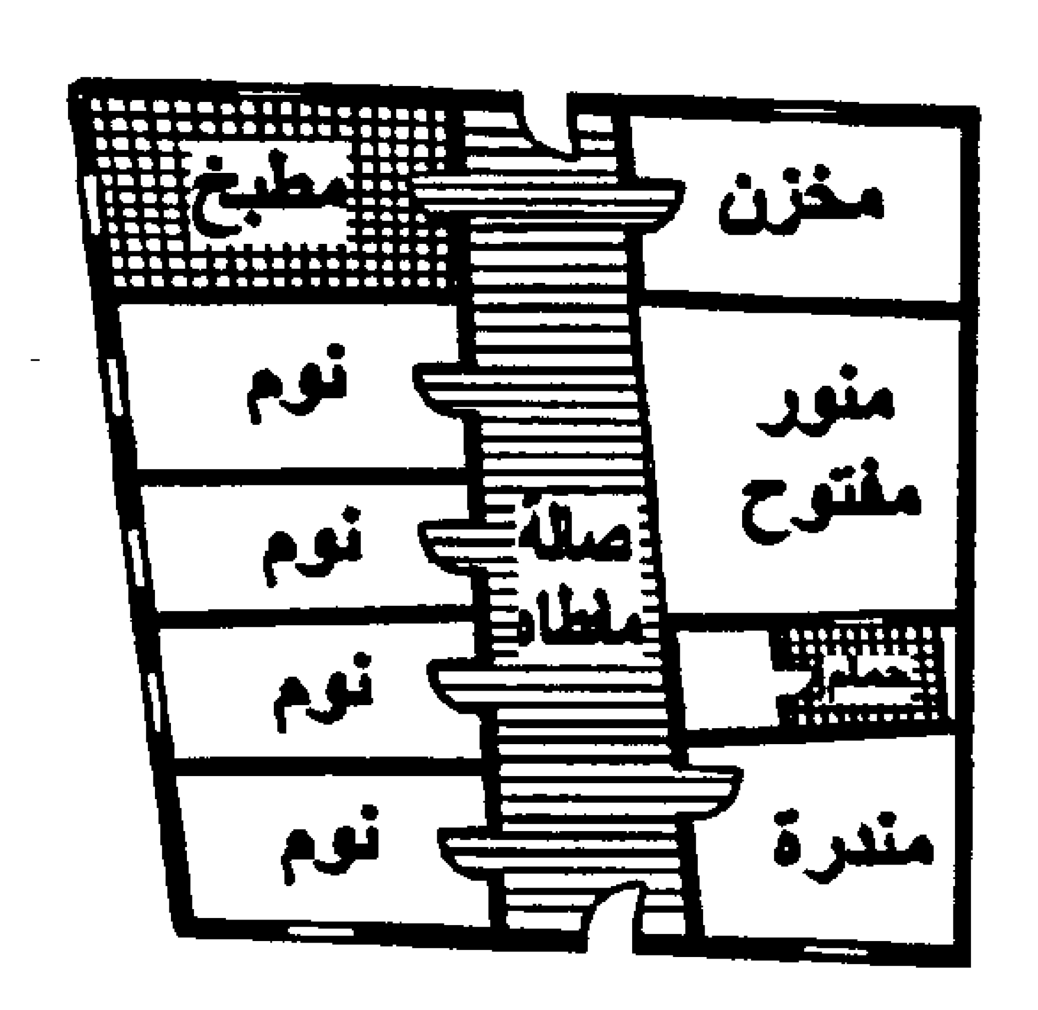
المسقط الأفقى شكل رقم (٨) يوضح الآتى:

١- مدخل رئيسي وآخر ثانوى ٢- صالة مغطاة

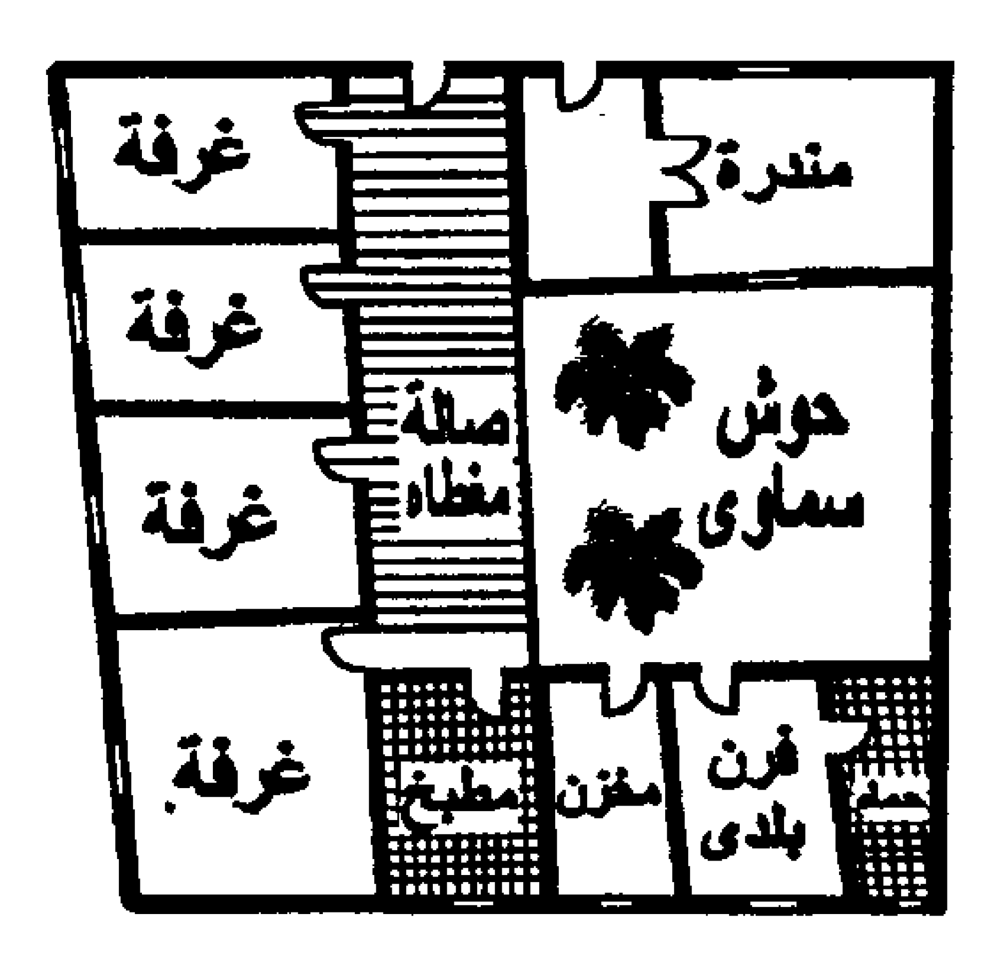
٣- حوش أو فناء سماوي ٤- قاعة أو مندره أو مضيفة

٥- غرف للنوم

٦- مخزن ومطبخ وفرن بلدى ــ حمام



شكل رقم ٧- يوضح المسقط الأفقى لأحد المنازل النوبية



شكل رقم ٨- يوضح المسقط الأفقى لمسكن نوبى

الجدير بالذكر أن جميع المساقط الأفقية تتشابه في التقسيم الداخلي للفراغ السكني، وتختلف فقط في المساحات، وفي تخصيص مكان خاص للفرن أو يتم "الخبيز" في فراغ المطبخ.

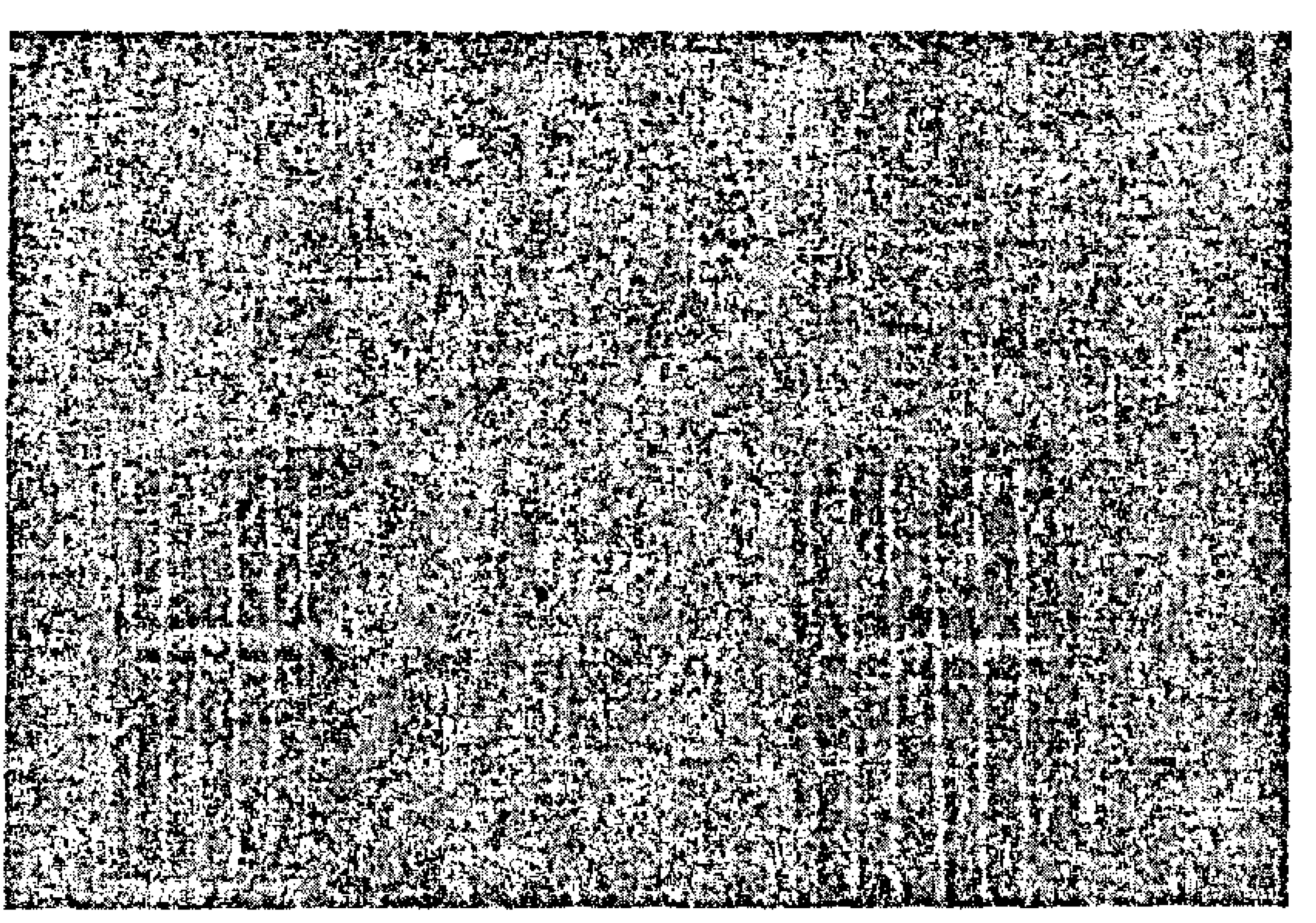
(جـ) شكل الكتلة:

عبارة عن مستطيل خالي من البروز وهي مباني بعضها متلاصق، وبعضها يوجد بينه فراغ وارتفاع المبنى دور واحد.

(د) الغلاف الخارجى ويشمل:

* الواجهات من الحجر ذات انحناءات ونهايات غير مستقيمة، يستخدم الطلاء بلون الرمال من الحجر، أو الطين والطفلة، وأحياناً من الطوب الأسمنتى، وهي المبانى الحديثة.

* الأسقف من جذوع النخيل واللياسه الأسمنتية أو الطينية صورة رقم (٧).

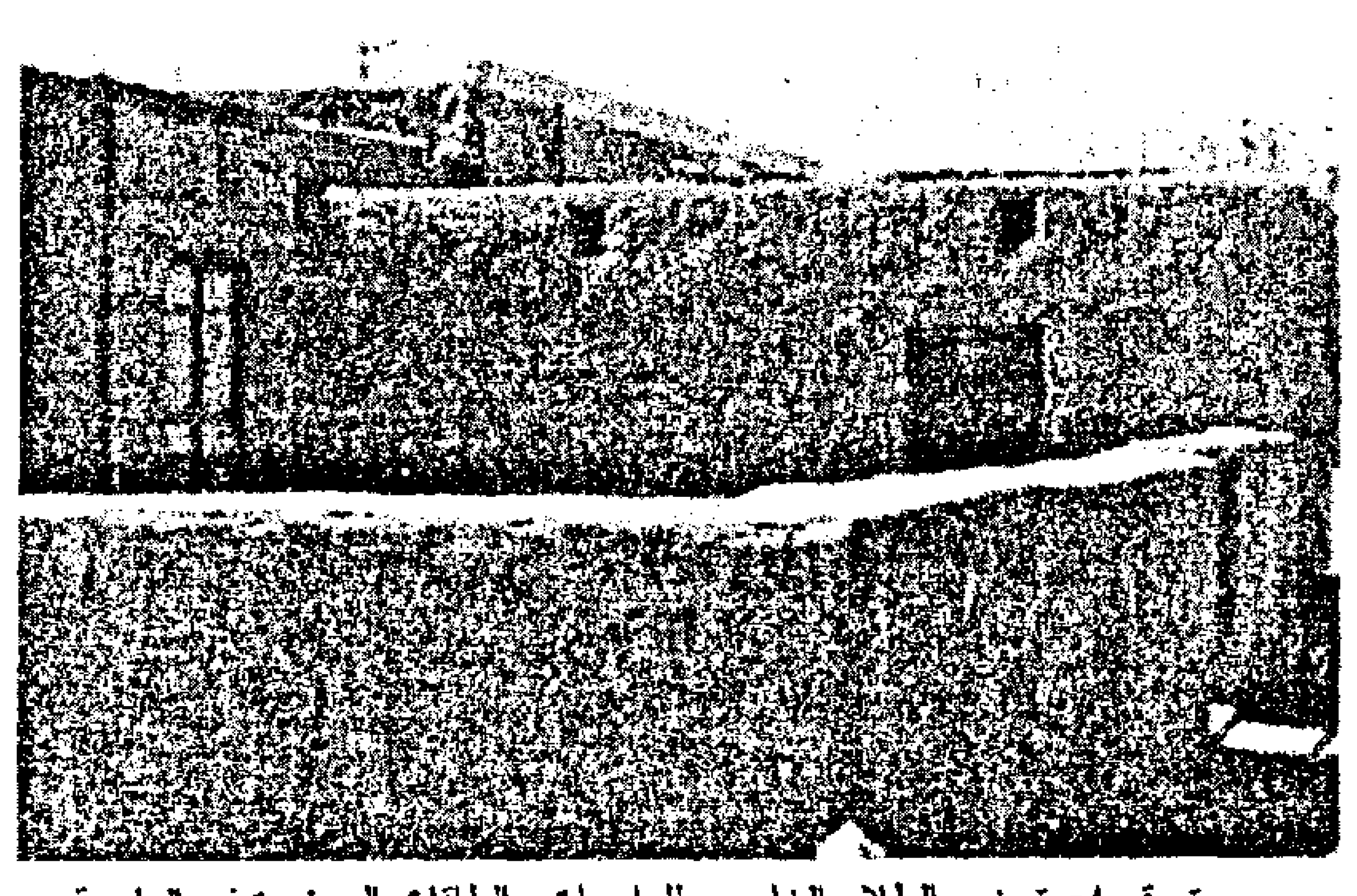

صورة رقم ٧- توضح للتشكيلات والتقسيمات فى الواجهات

(هـ) المفردات التشكيلية وتظهر في:

* المدخل المباشر وهو منخفض بعض الشيء وهو من الخشب ذى الأشكال المختلفة

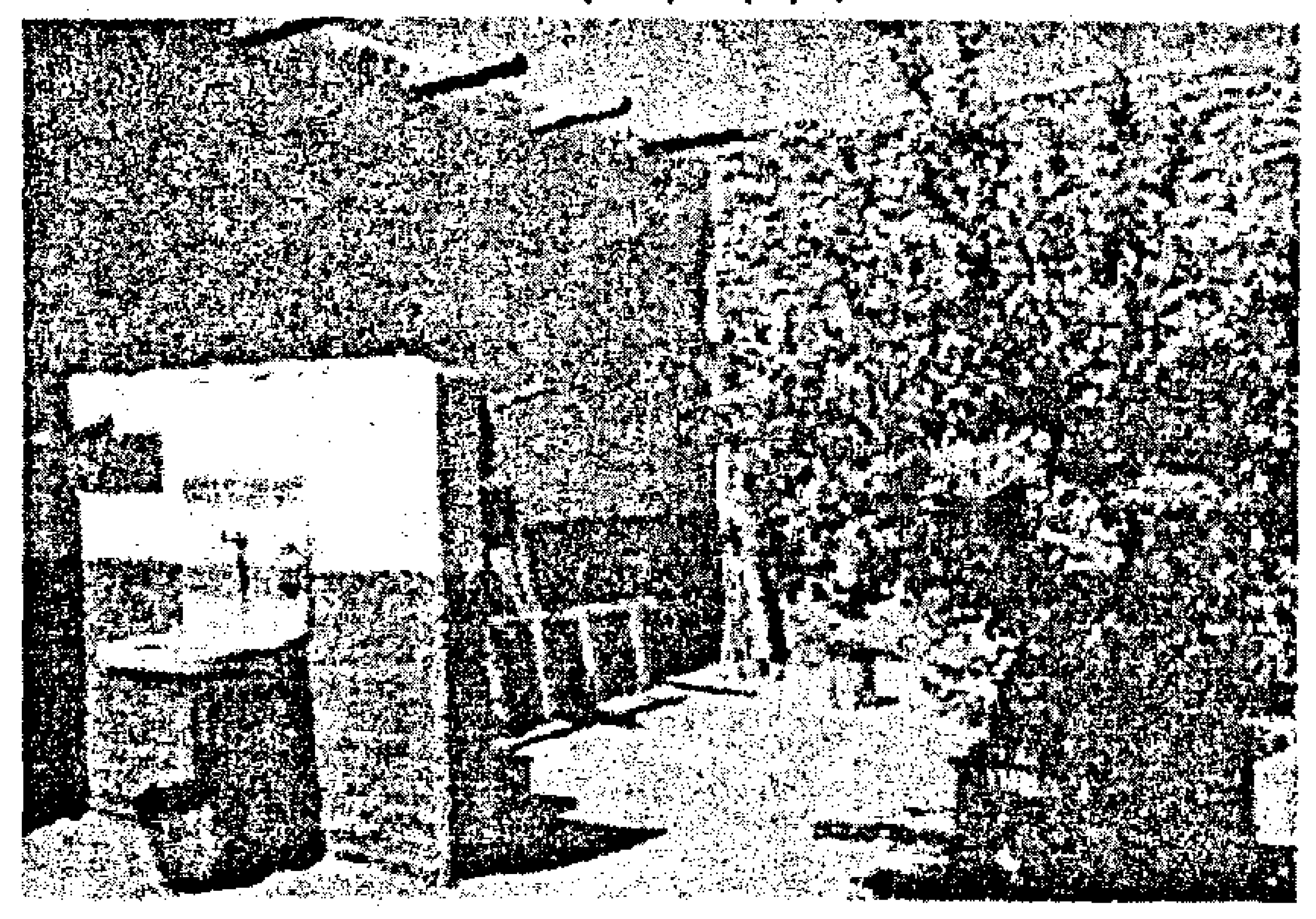
* الفتحات صغيرة ومتوسطة وتطل على الداخل والخارج معاً، وتستخدم الشراعة أعلي الباب أحياناً لتوفير التهوية والإضاءة، وتظهر الطاقات في الجزء العلوى من المبنى صورة رقم (٨).

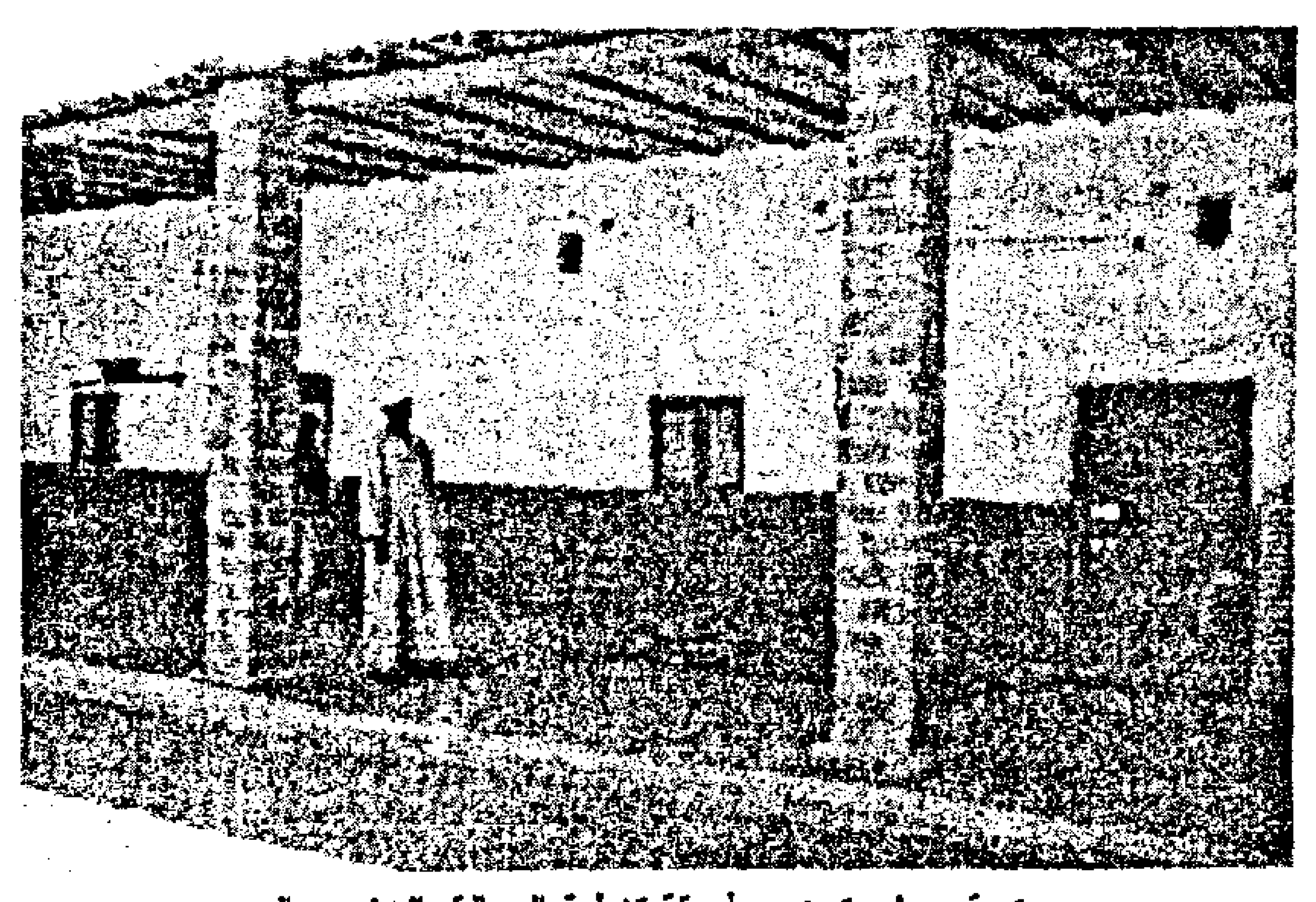
* الزخارف والحليات: يهتم أهل النوبة بالنقوش والزخارف والحليات تظهر واضحة على الواجهات في شكل الطائر تعبير عن هجرة النوبيين من بلاهم، كذلك يظهر في الحوائط الداخلية.


صورة رقم ٨- توضح الطلاء الخارجي للواجهات والطاقات الصغيرة فى الواجهة الرئيسية

(و) مواد البناء:

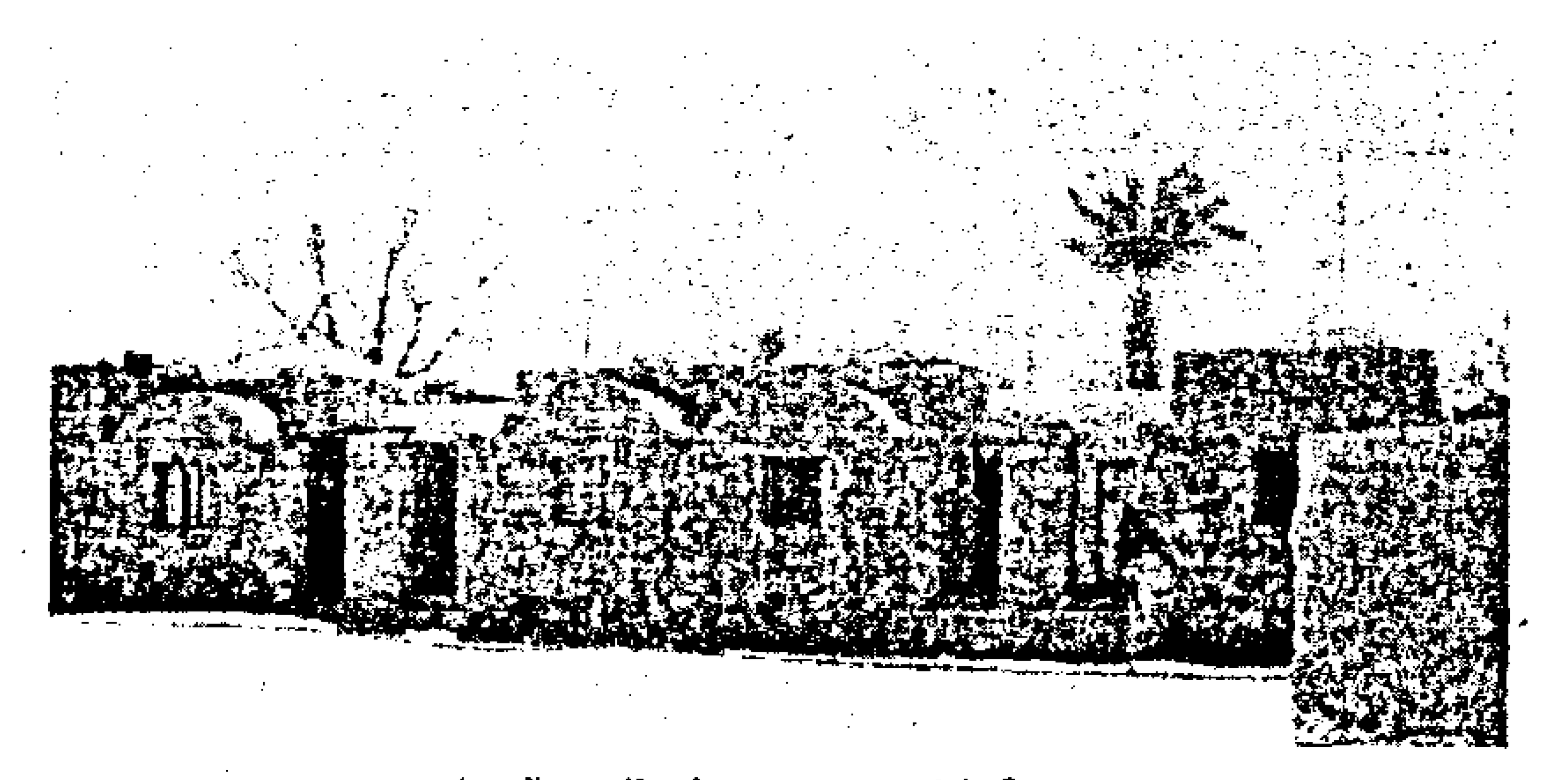
يستخدم الحجر، أو الطفلة بشكل كبير في البناء، وجذوع الأشجار والنخيل في الأسقف، ويتم عمل تقسيمات في الواجهة الخارجية، أو تطلي بالمونة، ويتم تغطية الصالة بالجريد وعروق الخشب، كما يتم فرش الفناء الداخلي برمال ناعمة يتم تغييرها مرتين في الأسبوع للحفاظ على النظافة العامة، كما يستخدم اللياسه الأسمنتية والطوب في بعض المباني كأعمدة أو حوائط عمل الأسقف المغطاة بالجريد - صورة رقم (٩)، (١٠).


صورة رقم ٩- توضح الفناء الداخلى فى المسكن النوبى والزراعة بداخله


صورة رقم ١٠- توضح طريقة تغطية الصالة بالخشب والجريد

وباستعراض وتحليل البعد الاجتماعى والمعمارى لكل مجتمع من المجتمعات الثلاث الصحراوية نجد أن هناك تمايزاً بين الثقافات السائدة إلى الحد الذى يمكن تقسيمه إلى أنماط ثقافية أفرزت عمارة وأثرت على فلسفة الفكر فى كل مجتمع.

صورة رقم (١١، ١٢،١٣) توضح نماذج للبيت السيناوى ، والبيت السيوى وأخيرا البيت النوبى.



صورة رقم١١- توضح نموذج للبيت السيناوى

صورة رقم ١٢- توضح نموذج للبيت السيوى

والجدول رقم (٢) يوضح المقارنة بين أنماط الثقافات لمجتمع سيناء والمجتمع السيوى والواحات وأخيراً المجتمع



صورة رقم ١٣- توضح نموذج للبيت النوبى

النوبي والإفرازات المعمارية لها، ويمكن أن يجيب :على التساؤل هل العمارة المحلية مطلب أساسى لاحتياجات المجتمع، دون الوضع في الاعتبار متطلبات العصر وقوانينه؟

هل العمارة المحلية لابد وأن تنشأ بمواد بناء محلية، وبشكل معماري معين، أم أنها عمارة قابلة للتعديل والتطوير والإضافة بحسب متطلبات الحياة العصرية؟

جدول رقم ٢- يوضح المقارنة بين أنماط الثقافات والإفرازات المعمارية لكل مجتمع على حدة

م	الثقافة السائدة	الفكرة Concept	مورفولوجية المسقط	شكل الكتلة
سيناء	* القبلية * الأسرة تشبه نظام العشيرة فى النظام القبلى * القيم والعادات والتقاليد المتوارثة * القوانين لها عرف صارم وهى قوانين غير معلنة ومطبقة	* الانفتاح على الداخل * أكثر من مدخل * مواد بناء محلية * الفناء الداخلى * جزء عام وآخر فراغ خاص يفصل بطرقه	مربع (أ) مستطيل (ب)	الشكل العام عبارة عن مستطيل أو مربع دون أية تكسيرات أو تشكيلات فى المبنى الخارجى
سيوه	*القبيلة وهم يغلب عليهم قبائل البربر، يتحدثون اللغة السيويه وهم أكثر استقرارا *التقاليد والعادات ذات الطبيعة الخاصة * شيخ القبيلة والعرف الاجتماعى له قوة القانون	* المبانى جزء من الطبيعة *عمارة مغلقة لا تفصح عن نفسها (عمارة داخلية) *خالية من الحليات والتشكيلات المعمارية *عمارة لها شكل وبناء غير مكرر فى مناطق أخرى	(أ) مربع (ب)انحناءات (ج) أشكال متساوية	مستطيل مربع أو منحنى يميز المبنى مع ما حوله فى تشكيلات متناغمة مع الطبيعة

تابع – جدول رقم ٢- يوضح المقارنة بين أنماط الثقافات والإفرازات المعمارية لكل مجتمع على حدة

م	الثقافة السائدة	الفكرة Concept	مورفولوجية المسقط	شكل الكتلة
النوبة	*هم خليط من السكان الأصليين للنوبة * النظافة العامة والشخصية * حرية المرأة *ضعف الانتماء القبلي نتيجة لتكرار الهجرة * بتحدثون النوبية التي لا تكتب وعارضون عن توارثها * القيم، والشرف، والاحترام والقوانين غير المعلنة والمعلنة هي سمة النوبة	* الخصوصية * الرمزية في الواجهات * الفناء الداخلي * الانفتاح على الداخل والخارج بشكل متساو * الصالة مغطاة بالجريد * تعامد المدخل على النيل * الاهتمام بالتهوية والإضاءة الطبيعية والنظافة المبالغ فيها	مستطيل (أ) (ب)	مستطيل أو مربع لنموذجين مختلفين دون أية تشكيلات في الكتلة الخارجية

تابع جدول رقم ٢- يوضح المقارنة بين أنماط الثقافات والإفرازات المعمارية لكل مجتمع على حدة

م	الغلاف الخارجي		المفردات التشكيلية			
	الأسقف	الواجهات	الفتحات	الحليات والزخارف	المداخل	أخرى
سيناء	*أسقف مستوية من النخل والجريد والخشب *مغطى باللياسة الأسمنتية أو اللياسة الطينية *لا يوجد بها بروز *لا توجد بها معالجات معمارية *الارتفاع دور أو دورين	*من الطوب والدبش والطفلة *ليس لها طابع محدد أو شخصية *تطلى باللون الفاتح لون الصحراء *الارتفاع من ٤:٥ متر	*مربعة أو مستطيلة الشكل *صغيرة المساحة تطل على الداخل *الشراعة عنصر رئيسي في التهوية والإضاءة *من الخشب	*لا تعبر الزخارف عن أية رموز *ليس لها خلفية ثقافية *على المداخل الرئيسية توجد بعض الزخارف البسيطة والنقوش	*ضلفة واحدة أو أكثر *حليات خارجية على البوابة الخارجية مستوحاة من الفن الفرعوني *أشكال نصف دائرية من خشب البلوط	*الشرفة تستخدم في الاجتماع والتسامر خاصة في ليالي الصيف، وهي عنصر هام
سيوة	*غير مستوية *من الخشب وجذوع النخيل والبوص وخشب الزيتون *مادة القرشيف هي مادة غسيل الأمطار ذات تشكيلات غير مستوية متباينة	*حوائط سميكة *ذات صلابة متوسطة *نهايات غير محددة متباينة ذات انحناءات واضحة من القرشيف	*صغيرة تطل على الداخل تبلغ مساحتها ٠,٢ x ٠,٢٠ سم تطل على الخارج *فتحات دفاعية في الأبراج العلوية *أشكال مثلثية الشكل علوية	*لا توجد حليات أو زخارف في الواجهات ذات رمزية وإنما رسومات نباتية وهندسية يغلب عليها البدائية والبساطة، والتقليد	*لا توجد أماكن للمصاطب أو الشرفات أو أماكن للتجمع وكذلك للتسامر خارج المباني *توجد قاعة للاستقبال والاجتماعات	*مدخل منكسر (مجازر) *يتم بناء حائط خارجي للحماية وللخصوصية من مادة القرشيف
النوبة	*عريشه من الجريد والخشب *لياسة أسمنتية *يستخدم ألواح الازستبس في تغطية الأسقف *الأسقف مستوية لا يوجد بها بروزات أو ميول	*خطوط منحنية ولا يوجد خط مستقيم *تقسيمات من الدبش *تطلى باللون البيج *تشكيلات جميلة في الواجهات الخارجية	*فتحات صغيرة تطل على الداخل *وهناك فتحات تطل على الخارج *الشراعة عنصر رئيسي في الواجهة *تستخدم الطاقات في الواجهات الرئيسية	*الاهتمام المبالغ بالحليات والزخارف *تستخدم الرموز كأحد العناصر الرئيسية في الواجهة *الاهتمام بالألوان والفرش الداخلي والأرضيات	*المندرة هي أحد العناصر الرئيسية في استقبال الضيوف *المصطبة هي عنصر أساسي في تصميم المسكن وللاجتماعات والتسامر في فصل الصيف والشتاء	*بسيطة العنصر الجمالي والزخرفي مؤكد بصورة واضحة *لا توجد حليات على الأبواب الخشبية

من تحليل الجدول السابق يمكن استخلاص النتائج التالية:

* الإنسان والمجتمع تكيفاً مع تلك الصحراوات وبيئتها، وقدم ما عنده من عمارة بيئية أو عمارة متوافقة مع البيئة .وهو ما نفتقده الآن.
* أن المخزون الثقافى للعمارة السكنية هو مساهمة أصيلة تحتاجها عمارة هذا العصر، خاصة في عمليات التنمية التي تقام في مناطق مشابهة.
* أن عمارة الخرسانة هى استجابة لعوامل اقتصادية وتكنولوجية ومؤثرات خارجية وغربية تتعلق بالحداثة والتغريب يجب إعادة النظر في استخداماتها عند تنمية تلك المجتمعات.
* إن البناء بالمواد المحلية كالطفلة والقرشيف وغيرها لابد وأن تلقى اهتماماً في الأبحاث للتوصل إلى مواد محلية مثبتة عالية الكفاءة تستخدم في عمليات التشييد والبناء بأسلوب متوافق مع البيئة ذات المحددات القاسية.
* أن المعمارى مسئول عن الحفاظ على هذا المخزون الثقافى المعمارى يتشارك معه الجهات المعنية للحفاظ عليها وحمايتها من الاندثار.
* أن هناك ثوابت فى العمارة السكنية المحلية فى الصحارى المصرية لا يجب التغافل عنها وهى:

(أ) ١- المدخل الرئيسى (المجاز)، والمداخل الثانوية
٢- المضيفة بالقرب من المدخل
٣- الفناء أو الحوش السماوى
٤- الفراغ العام، والفراغ الخاص
٥- استخدام مواد البناء المحلية
٦- الامتداد الأفقى وليس الرأسى
٧- الخصوصية بأشكالها المختلفة طبقاً لثقافة كل مجتمع واحتياجه من تلك المباني

كما أن هناك (ب) متغيرات، لابد وأن تراعي بين كل مجتمع والآخر، فعلى سبيل المثال:

١- المجتمع النوبى يرفض تماماً مشاركة الحظائر للمبنى السكنى، وإنما تنشأ على الوجه الآخر من الطريق، بينما لا يوجد فرق في تصميمها داخل الفراغ السكنى في المجتمعات الأخرى.

٢- إن المجتمع النوبى يركز على أهمية الحليات والزخارف والألوان في الواجهات والتشطيبات الداخلية بينما فى المسكن السيوى والسيناوى فالبساطة هي سمة التشكيل المعمارى.

٣- إن الفراغ الخاص والعام يتحدد طبقاً لثقافة كل مجتمع على حدة.

٤- مكان الاجتماع في المسكن النوبى لجميع الأهل والأقارب والسكان، بينما يختلف في المسكن السيوى والسيناوى حيث هناك فراغ للرجال وآخر للسيدات.

وهذا بخلاف القرى والمساكن فى الصعيد والمحافظات.

٥- أما المجتمع السيوى: فهناك ضروريات لابد أن تراعى في عملية التصميم مثل :

١- السلم المؤدى للدور العلوى أو الأسطح .
٢- مواد البناء المحلية المختلفة عن المناطق الأخرى (القرشيف)
٣- الأسطح لها استخدام هام فى المسكن السيوى .
٤- المصطبة ليس لها استخدام في المسكن السيوى .
٥- البساطة في الواجهات في المسكن السيوى والمسكن السيناوى بينما عنصر الزخارف والحليات هام جداً في المسكن النوبى.

لذا عند إعداد التصميمات المحلية في المناطق الصحراوية لابد من مراعاة الثوابت في العمارة المحلية ، وأن يستفاد بالتفاصيل الخاصة لكل المجتمع طبقاً لثقافته ونمط وأسلوب حياته والمخزون الثقافي للعمارة المحلية التى تعبر عن كل مجتمع .

المراجع باللغة العربية والإنجليزية

١- أسامة النحاس ، عمارة الصحراء ، مكتبة الأنجلو المصرية

٢- أحمد خيرى ، صيانة البجوات فى الواحة الخارجة مشروع المائة كتاب (١٤)، وزارة الثقافة، هيئة الآثار المصرية ١٩٨٩

٣- أحمد خيري ، واحات مصر ، مشروع المائة كتاب المجلد الأول ، واحة سيوه ، (٢٠) وزارة الثقافة ، هيئة الآثار المصرية ١٩٩٣

٤-أكاديمية البحث العلمى ، موسوعة الصحراء الغربية، الجزء الثانى ، معهد بحوث الصحراء ١٩٨٩

٥- أكاديمية البحث العلمى ، جهاز بحوث تنمية وتعمير سيناء ، ١٩٩٠

٦-السيد حامد ، النوبة الجديدة ، الطبعة الثانية، معهد الدراسات والبحوث الاجتماعية ١٩٩٤

٧-ماجدة عبيد وآخرون ، مشروع تطوير المخطط الشامل لتنمية سيناء ، وزارة الدولة للبحث العلمى ، صندوق الاستشارات والبحوث الفنية والتكنولوجية ١٩٩٤ .

٨-معهد الدراسات والبحوث البيئية ، دراسات عن النوبة ، ١٩٩٨

9- *Ericp.Uphill , Egyptian Towns and Cities, SHIRE PUBLICATIONS LTD Cromwell House, Church Street, Princes Risborough, Aylesbury, Bueks Hp 17- 9 Ag, Uk Page 24,25 ,1988*

١٠- شاركت الباحثة في الرفع الميدانى لمعظم المساقط الأفقية والتصوير في المجتمعات الثلاث.

الابتكار فى صناعة التشييد... ضرورة أم ترف؟

د.حسين عباس*

مقـدمــــة

يظن البعض أن الابتكار والتجديد متطلب مقصور على صناعات بعينها دون غيرها حيث تأتى على رأس تلك الصناعات الإلكترونيات المتطورة والصناعات عالية التقنية .High Tech . وربما كان السبب الرئيسى الذى ساعد على انتشار هذا الزعم هو ضعف الإنفاق على البحث والتطوير فى صناعة تقليدية مثل التشييد بالرغم من أن مســاهمة هذه الصناعــة فى مجمــل الاقتصاد القومى للدول GNP تتفاوت نسبتها ما بين ٤٠% للدول الفقيرة النامية بينما تنخفض هذه النسبة لتصل إلى ١٠% فى دولة كبرى كالولايات المتحدة الأمريكية حيث بلغ فى عام ١٩٩٩ حجم مبيعات قطاع التشييد بها ٣ تريليون دولار. إلا أن نسبة ما ينفق عليها بغرض البحث والتطوير لا يتعدى سدس النسبة التى تحظى بها الصناعات الميكانيكية مثلا، ثم تتدنى هذه النسبة لتصل إلى واحد على عشرين مما ينفق على تطوير الصناعات الإلكترونية الجديدة.

تقويم صناعة التشييد العربية

لذلك فإن صناعة التشييد تشكو الهزال نتيجة انخفاض نصيبها من البحث العلمى والتطوير التكنولوجى حتى باتت توصف علميا رغم عراقتها بأنها صناعة ساكنة منخفضة التقنية .Static & Low- Tech. Industry بعد أن كانت صناعة محركة عظيمة الأثر تتحمل مسئولية تطوير المجتمعات وازدهارها. مما يدعونا كعاملين فى حقلها ومهتمين بأمرها أمام هذا الأمر البالغ الخطورة التأمل فى أوضاعها ودراسة قصورها لمعرفة أسباب تراجعها حتى يمكن اقتراح العلاج المناسب لها.

واستهل هذه الدراسة بطرح التساؤلات الآتية كمدخل موضوعى للتقويم:

هل تحتاج صناعة التشييد شأنها شأن صناعات أخرى كثيرة إلى مجهودات المخترعين والمبتكرين لتطويرها من حالة الثبات إلى الحركة والنشاط ؟ وفى هذه الحالة كيف يمكن دفع تلك الابتكارات والاختـــراعات من حـــيز الفكرة محدودة الأثر إلى رحاب التطبيق العملى الأوسع والأشمل؟ ولماذا لا تصبح الأسواق العربية ميداناً فسيحا للتجريب العلمى والابتكار الإبداعى، لاسيما فى صناعة التشييد ؟

ثم أين دور المبتكرين العرب وكيف يمكن إخراجهم من الظل، للمشاركة مع أقرانهم فى هذه الحركة العالمية المتدفقة بحيوية وإصرار ؟.

محــاور العمــل المقترحــة

من بين الأسانيد الهامة التى اعتمدت عليها لاحتوائها على دراسات قيمة وتحاليل جادة تساعد على إلقاء الضوء على هذه التساؤلات تلك المشمولة فى طيات مطبوعات المؤتمر الدولى ٢٠٠٠ "الابتكارات ودفعها إلى التطبيق من أجل مستقبل مستدام" "Moving Innovation into Practice for a Sustainable Future". الذى أقامته المؤسسة الأمريكية لبحوث الهندسة المدنية CERF خلال شهر أغسطس الماضى فى العاصمة الأمريكية واشنطن.

*عميد كلية الهندسة ــ جامعة الأزهــر

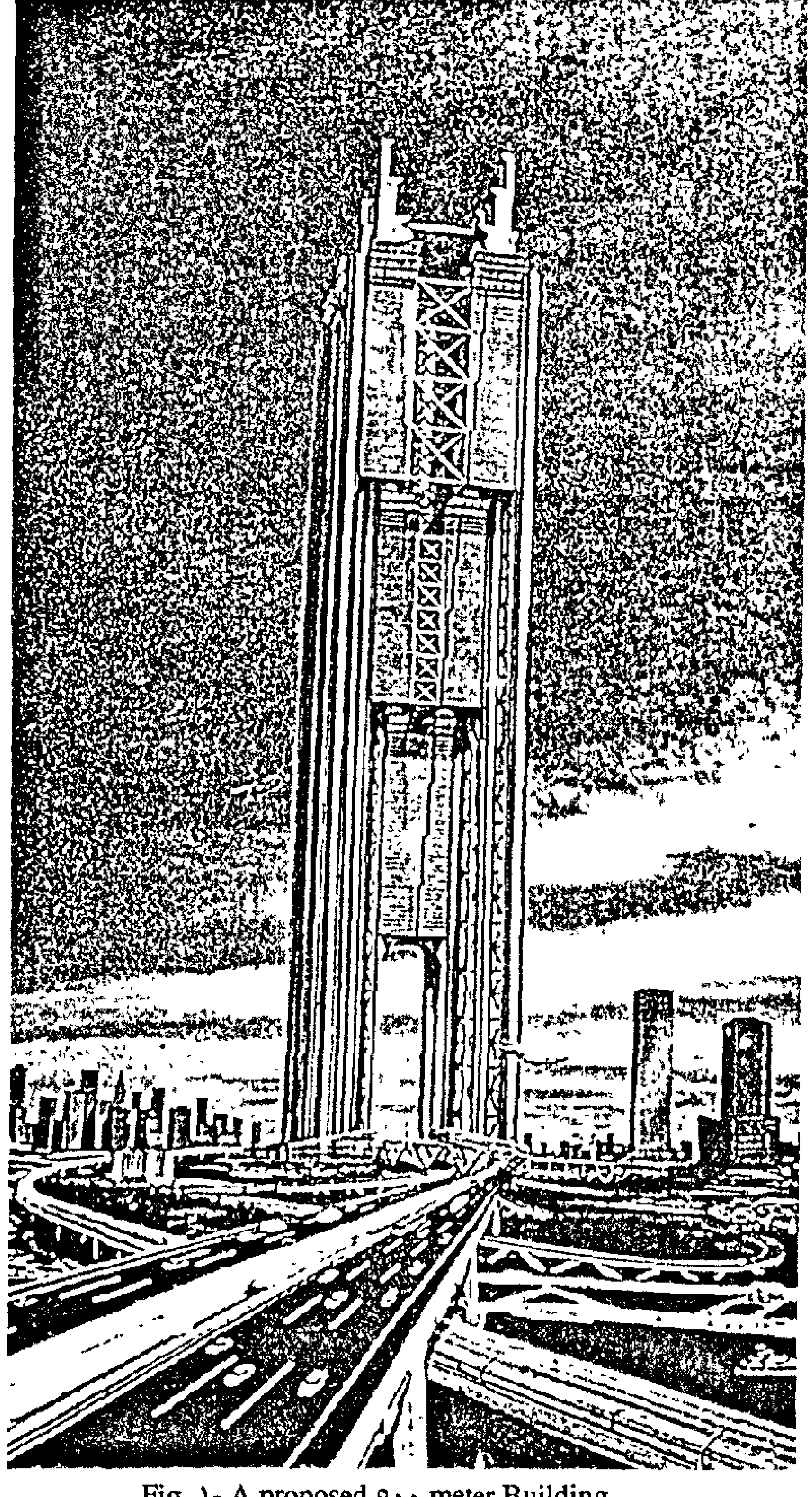


Fig. ١- A proposed ٥٠٠ meter Building
شكل ١- مقترح لمبنى ارتفاعه ٥٠٠ مترا

كما استعرض فيما يلى بعض ما ورد بها من توصيات ومقترحات ومحاور عمل أراها قابلة للتطبيق فى عالمنا العربى كونها فى قدراته الاستيعابية وإمكاناته المادية:

١- تعد صناعة التشييد من الصناعات شديدة التنافسية لانتشارها فى معظم بلدان العالم،ومن ثم صار تصديرها فى ظل نظام العولمة من دولة إلى أخرى أمر بالغ الصعوبة لا يتأتى إلا للشركات العملاقة التى لا تجد فرصتها لمزيد من الهيمنة إلا فى الأسواق الجديدة وأسواق الدول النامية New & Emerging Markets. وحتى هذه الشركات الكبرى تخضع لمنافسة شرسة فيما بينها حتى لا تقع تحت طائلة قانون منع الاحتكارات.

٢- تطبيقات الاختراعات والابتكارات ونقلها إلى ارض الواقع عملية اقتصادية محفوفة بالمخاطر وغير مضمونة النتائج، مما يجعل اشتراك شركات التأمين ومؤسسات تمويل المخاطر ضرورة للحد ولو جزئيا من المخاطر المتوقعة بجانب ضرورة العمل على جذب رأس المال المخاطر Venture Capital لتبنى القابل من هذه الاختراعات للتطبيق العملى والإسراع باستغلالها على نطاق تجارى.

٣- الاختراعات التكنولوجية والابتكارات الكبرى لا تظهر عادة فجأة بل هى محصلة لإخفاقات ونجاحات محدودة تؤدى فى النهاية إلى تطوير هائل Breakthroughs. وعلى المجتمعات أن تعى ذلك وتعترف بمجهودات المخترعين وتكافئ المبتكرين والمطورين الذين حاولوا تمهيد الطريق للاحقين لاستكمال مسيرة الأولين .

٤- على الحكومات أن تتحمل مسئولياتها تجاه المبتكرين ليس فقط بتمويل بحوثهم بل أيضا بتشجيع العملية الابتكارية ككل بالتشريع الجيد المتوازن الذى يحفظ حقوق أطراف المنظومة الخماسية للإبداع:

مبتكر ــ ممول ــ مطور ــ مسوق ومستفيد.

٥- فتح القنوات ومد الجسور بين صناعة التشييد والصناعات الأخرى وتبادل المعارف معها بهدف التعاون والتنسيق للتعرف على المبتكرات والاستفادة بالإنجازات، لاسيما ما تحقق منها لصناعة الطائرات والصناعات الحربية والميكانيكية.

٦- يلزم الانضمام إلى والتفاعل مع مراكز الابتكار العالمية والهيئات الدولية المعنية بالتقييم المبكر لجدوى الابتكارات وغيرها لا سيما التى تحظى منها بسمعة طيبة مثل WFTAO-CERF Innovation Centers. وهى غالبا ما تكون مؤسسات مستقلة غير حكومية ليس من أهدافها تحقيق أرباح تجارية حتى يمكن الاستفادة بخبراتها ونقل وتطويع توصياتها المحايدة إلى الأسواق العربية.

ومن المعلوم أن تلك المراكز تقوم بنشر المتاح لديها من معلومات بغرض توسيع دائرة المشاركة واستطلاع آراء الخبراء،وتجميع وجهات نظر العاملين فى مجال صناعة التشييد خصوصا المهتمين منهم بالابتكار والتجديد، وذلك من خلال إنشاء ما يطلق عليه الدار الدولية للمقاصة المعلوماتية International Clearinghouseحيث يمكن التواصل معه إليكترونيا من خلال موقع www.cnet.org على شبكة الإنترنت.

٧- العمل من خلال تطوير وتحديث كودات البناء ومواصفات التشييد القومية ثم الإقليمية لجعلها من المرونة بحيث تسمح باستيعاب منجزات التكنولوجيا الحديثة من اختراعات وابتكارات تمهيدا لإدخالها بسلاسة كعنصر أساسى فى صناعة التشييد المحلية.

٨- الاهتمام بعقد المؤتمرات والندوات المتخصصة وإقامة حلقات النقاش المجدية وورش العمل الهادفة واستضافة شباب المخترعين والمبتكرين وهم فى بداية الطريق بديلا عن إقامة تجمعات علمية مشكوك فى جدواها تهتم بالدعاية والإعلان لمنتج أو لشركة على حساب مصالح الشعوب وتطلعاتها.

المنحنيات التكنولوجية - S -

يشير الكاتب الأمريكي Clayton M. Christensen فى كتابه الهام The Innovator's Dilemma أن التطور التكنولوجى المستمر يتطلب تتابع الموجات التكنولوجية التى يصفها بأنها شبيهة بحرف أل S اللاتينى. ويبين منحنى Conventional Technology S-Curve الذى يربط تكلفة تطوير منتج ومستوى الارتقاء بأدائه اعتمادا على تكنولوجيا ثابتة لا يمكن أن يستمر حيث أن بعد وصول المنحنى لنقطة الانقلاب التى يسميها الباحث نُقطة النضج التكنولوجى Technological Maturity يصبح عائد التطوير غير اقتصادى مما يستلزم التفكير فى دفع تكنولوجيا جديدة أساسها المبتكرات والاختراعات Disruptive Technology لتحل محل التكنولوجيا المتقادمة. المعطلة التى لا تحتمل المزيد من أعباء التطوير بتكلفة اقتصادية مقبولة وعلى ذلك يلزم الانتقال إلى تكنولوجيا جديدة New Emerging Technology وربما كانت هذه الدراسة هى بمثابة الرد العلمى الحاسم والتعليل المنطقى المقنع لسكون صناعة البناء والتشييد كما أنها ترشدنا عن كيفية التطور مع احتياجات السوق وإضافة المزيد من الحيوية إليه الأمر الذى لن يتأتى إلا بإدخال الابتكارات واستيعابها وما يمكن استنتاجه من ذلك هو أن تصاعد الأداء فى صناعة ما يتطلب تواصل الحلقات التكنولوجية ذات الموجات المتتالية حيث تأخذ كل واحدة منها شكل حرف S تتصل فيما بينها بالقرب من نقطة الانقلاب. ويأخذ المنحنى الفعلى لتطور الأداء شكل ظهر الأفعى الذى يطلق عليه مؤلفه عبارة Sustainable Technology Changes أى التطور التكنولوجى المستدام.

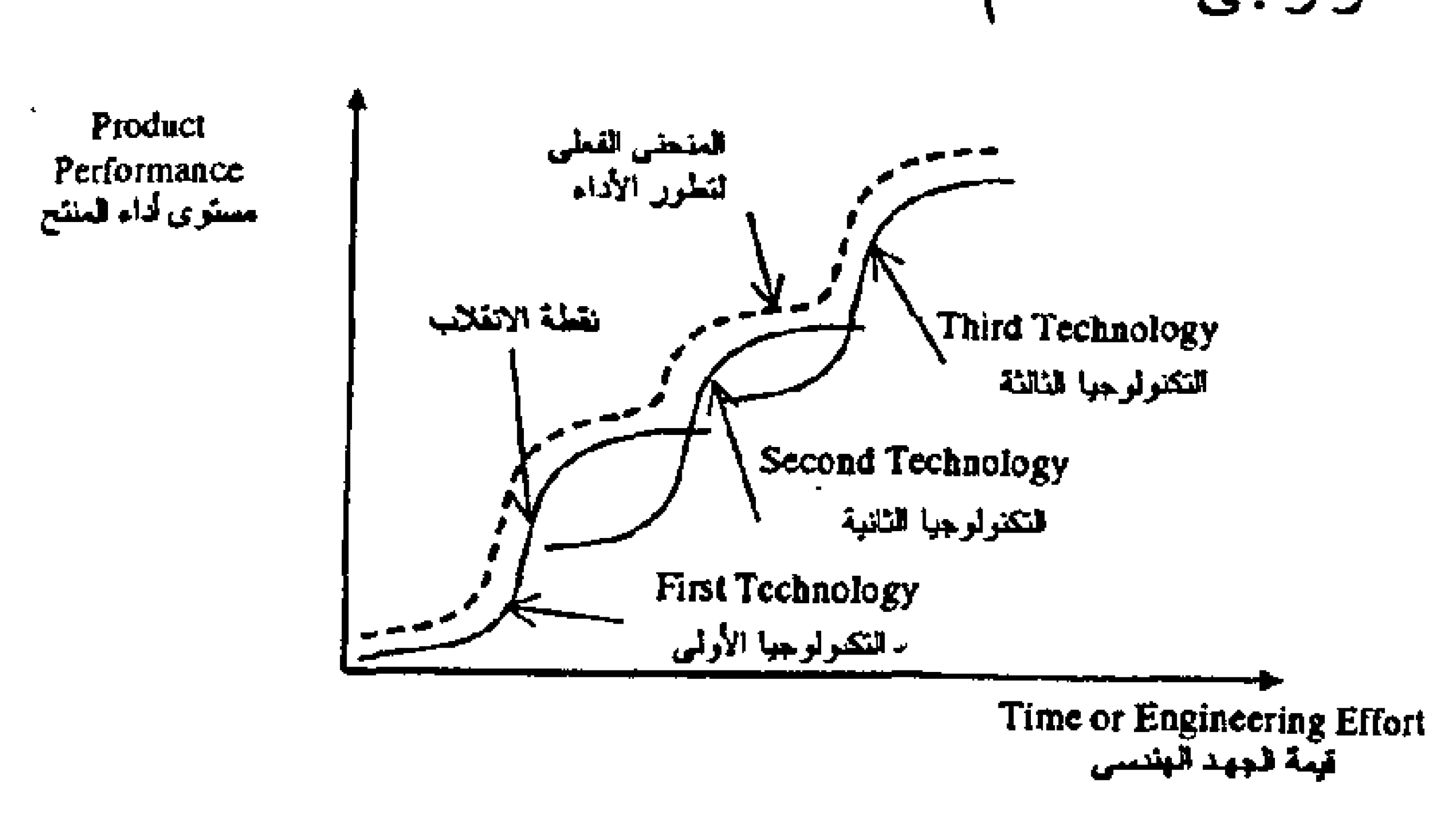


Fig. ٢ - Conventional Technology S-Curve
شكل -٢- المنحنى التكنولوجى التقليدى S

الخلاصة

لم يعد الابتكار ترفا أو هواية محببة ننظر إليها بإعجاب بل صار مقياسا دقيقا لحيوية الشعوب ومؤشرا صادقا يعبر عن احتياجات المجتمعات ومتطلباتها بل وطموحاتها. تلك المجتمعات التى صارت لا ترضى بديلا عن افضل أداء بأقل تكلفة بأعلى معدلات أمان مع المحافظة على البيئة، مما لا يتأتى إلا بالبحث والتطوير المستمرين. ويزيد الأمر صعوبة أن العمر الافتراضى لمنتج صناعة التشييد يمتد لخمسين عاما أو اكثر وهى بالقطع مدة طويلة مقاسه بباقى

الصناعات كصناعة الكمبيوتر التى لا يتعدى عمر منتجها خمس سنوات مما يطوعها لمقتضيات الاختراع والتطوير كما يمكنها من تحمل مخاطره وعبء تمويله.

إن الازدهار الاقتصادى هو العامل الدافع المحرك لتوسيع دائرة الابتكار والتطوير واستيعاب تطبيقاتهما حيث أن تدنى الهوامش الربحية لصناعة ما يجعلها تعزف عن الاستثمار فى مجالات تراها غير مأمونة بينما زيادة تلك الهوامش يحفز الصناعة للإبداع فى هذا الجو الغالب عليه روح المنافسة التى تستهدف فى النهاية جذب المستهلك إليها.

وبناء على ما سبق نرى أن تشجيع أعمال الابتكار والتطوير فى صناعة التشييد ضرورة يجب أن نسعى لتحقيقها لتشمل جميع عناصر الصناعة بدءا بالخامات والمعدات وأسلوب العمل المؤدى إلى أفضل أداء حتى أساليب الإدارة والنواحى الجمالية والمتانة.

ويبقى فى النهاية أن نؤكد أن كم من مخترع مجهول أدى إلى ازدهار دول وكم أدت اختراعات لم يلتفت إليها أحد فى بدايتها إلى انهيار مؤسسات وشركات عملاقة وإزاحتها عن دفء القمة وسلطان القيادة والتأثير. وللموضوع بإذن الله بقيـــة..

بلديـــــــــــات

توصيات الدراسة الخاصة بالسياسة العامة لتطوير العاصمة (القاهرة) الجزء الثانى

شعبة الاسكان والتعمير – المجالس القومية المتخصصة

الجزء الخامس: المناطق العشوائية وسكان المقابر

* لا يجب أن ننسى أن سكان العشوائيات هم مواطنون يحتاجون إلى عون وتطوير.

* يجب حصر وتجديد البيانات وتصنيف المناطق من ناحية:

وضع الأولوية العامة

أولوية نقل المناطق العشوائية:

- أخطر المناطق أثرا سلبيا.
- أكثر المواقع أثرا ايجابيا.
- أكثر المناطق قابلية للنقل
- أكثر المواقع تميزا
- أكثر المواقع قربا من المواقع الجديدة للنقل.
- أكثر المواقع تحقق عائدا ماديا يغرى المستثمرين.
- أمور أخرى كثيرة تظهر مع الدراسة التفصيلية.

لذا يلزم:

١- اجراء بحث اجتماعى ولتحديد المداخل المعنوية لخطة الدعاية والاقناع.

٢- يجب وضع كراسات شروط مدروسة تطرح على المستثمرين لفكر كل منهم، واختياره للمنطقة،ولوضع تصوره لتنفيذ لقاءات لمناقشة كل الأفكار، وتوحيدها وضبطها فى اطار السياسة العامّة.

٣- وضع خطة دعاية وإقناع للآتيين:

أ- سكان المنطقة العشوائية.

ب- الرأى العام

حـ - كل الجهات المسئولة .

د - الشركات الاستثمارية.

إعتبارات لا يجب إغفالها فى التعامل:

١- حتمية تخطيط متكامل مع خطة الانتشار مع تخطيط وتطوير المواقع التى ستخلى.

٢ - التعامل خلال ميكانيزم اقتصادى يضمن الاستمرارية والأثر الفعال، ولا يكون دعما من الدولة، أو عبئا فائقا عليها.

٣- حتمية تقنين الأعمال بتشريعات قانونية

٤- حتمية المتابعة الاجتماعية والنتائج المحققة.

تصنيف المناطق العشوائية حسب احتياجات خطة تطوير:

١- التصنيف حسب الموارد المالية لتغطية التكلفة:

أ- مناطق عشوائية تحتل مواقع متميزة.

ب- مواقع متخللة لمواقع أثرية أو ملاصقة.

حـ- مواقع متخللة فى الأحياء الشعبية.

د- مواقع فى أطراف المدينة.

٢- تصنيف حسب أولويات التعامل:

أ- تعوق محاور حركة رئيسية.

ب- مناطق لها أثر أمنى خطير.

حـ - مناطق لها أثر سياحى سلبى.

د- مناطق مشوهة للمستوى العمرانى والحضارى.

هـ- أثر معنوى واقتصادى واجتماعى.

الأسلوب المقترح للتعامل مع المناطق العشوائية:

١- استصدار تشريع لا يتعارض مع الدستور:

أ- نقل أجزاء صغيرة أو رئيسية .

ب- تدبير سكن وايواء مع تسهيلات.

جـ- استغلال حق الدولة فى نزع الملكية.

د- تعويض الملاك.

هـ- تطوير الأجزاء المتبقية.

و- إنشاء صندوق موازنة يبين تكلفة الاسكان الجديد، ثمن أراضى الموقع بعد التطوير، وتكلفة التطوير .

ز- تعيين مجموعة عمل متفرغة (تعيين نائب محافظ خاص)

بالنسبة لمستويات التعامل:

١- تطوير المناطق العشوائية فى موقعها (الإزالات المحدودة) لفتح طرق لحركة الحياة ونقل جزئى لمجتمع، طرح المنشآت للاستثمار مقابل تحسين للآخرين.

٢-المناطق العشوائية التى تحتاج إلى نقل نسبة كبيرة من المجتمع:

أ- إعادة تخطيط كل المنطقة .

ب- نقل المجتمع المطلوب بمراحل مع حملة توعية قوية.

جـ- السرعة فى إجراء الازالات والإصلاحات.

د- عمل نماذج وأمثلة ودعوة القيادات من المناطق العشوائية الأخرى.

هـ- استغلال جزء من مناطق الإزالة وطرحه كإستثمار.

٣-المناطق التى تحتاج إلى نقل كامل للمجتمع مع خطة لتطوير العاصمة بالكامل مع مواقع الانتشار وتطوير الكتلة السكنية والمواقع العشوائية القديمة.

٤-أى تكلفة مهما بلغت - ستغطى من عائد قيمة الأرض،(حسب المثال الذى نفذ فى منطقة عرب المحمدى).

مساعدات للنجاح

- تقنين الأوضاع، وتعويض عادل للملاك، نزع الملكية للمنفعة العامة.
- تستمر البحوث الاجتماعية، لمتابعة عمليات نقل المجتمعات.
- توفير وسائل انتقال رخيصة (أو مجانية) من المواقع الجديدة الى الكتلة السكنية القديمة.
- اشتراك المجتمع فى اتخاذ القرار وتنفيذ المشروعات بالتنسيق مع المخطط العمرانى العام لتطوير العاصمة.
- خطة تعامل تعتمد على أساس اقتصادى كامل.
- خطة لتوفير فرص العمل.
- يكون دعم الدولة فى صورة تسهيلات وإصرار بأكثر مما هو دعم مادى.
- إعداد المواقع المحددة للنقل.
- تأهيل قيادات جماهيرية من نفس المنطقة.
- تخطيط جديد للموقع القديم بالتوازى مع حملة الدعاية والاقناع.
- تعريف المجتمع العشوائى بخطوات النقل.
- الإقتناع بأن العملية ليست بالصعوبة.
- ابراز الفرق بين الوضع الجديد والقديم.
- ابراز الأثر على الأطفال وابراز أمثلة ناجحة لمن تم نقلهم من مناطق عشوائية سابقة من ١٠-١٥ سنة(مثل عرب المحمدى)
- السيطرة والحزم.
- الاحتفال بكل مجموعة.
- قيادات تنفيذية من جميع الأجهزة والأحياء.
- المتابعة وتذليل الصعاب.
- استخلاص الدروس المستفادة.
- يكون الهدف واضحا للسكان أنفسهم، وهو الإرتقاء بمجتمع ظلمته الظروف- ليصبح عضوا نافعا للمجتمع،

وفى إعادة بناء مصر.

توصيات المناطق العشوائية:

١- الاستناد إلى إحصائيات دقيقة، وتصنيف صحيح لها حسب حاجتها إلى التطوير أو النقل الجزئى أو الازالة، وحسب موقعها المؤثر على العاصمة، وحسب قيمة موقعها المميز،الذى يغطى التكلفة،

٢- التكامل مع حل مشكلة إسكان محدودى الدخل وحتمية الإنتشار.

٣- وجود إدارة مسئولة فى مديرية الاسكان بالمحافظة (تحت مسئولية نائب محافظ للتخطيط والتطوير) لوضع الخطط.

٤- التنسيق فى الحل مع رئاسة إقليم تخطيط العاصمة (تنظيم ثابت مقترح) ليتم تحطيط النقل والانتشار بتخطيط منسق.

٥- وضع الصيغة القانونية والاقتصادية للاستفادة بقيمة المواقع المميزة التى ستنقل - ويمكن الاستفادة بشركات قطاع خاص تحت إشراف صارم من الدولة حسب كراسة شروط واعتماد خطط - وتسهيلات بالرغم من أنه قد يكون فى هذا عائد مجزى ومغرى.

٦- يلزم إنشاء صندوق موازنة لتطوير المناطق العشوائية وإسكان محدودى الدخل يمول ذاتيا ومن الدولة ومن التبرعات.

٧- حتمة النقل مع تطوير المواقع القديمة، مع خطة تطوير العاصمة وإنشاء حدائق، وأحياء مال وأحياء ترفيهية.

٨- حتمية السيطرة على كل الأراضى الفضاء حول العاصمة، حسب التخطيط المتكامل، حتى لاتتآكل ونفقد آخر فرصة لتطوير العاصمة القديمة. فتنتشر العشوائياتفى وحشية فلا يمكن مقاومة التزايد الطبيعى فى المساحة (السجن الحالى).

٩- يجب توفير فرص العمل ووسائل المواصلات الرخيصة أو المجانية.

١٠- حتمية إعداد واعلام وتأهيل نفسى وإدارى للسكان وللمسئولين، والاقتناع وإثبات ذلك على الواقع، بالفرق بين الحال القديم والجديد المنقول أو المطور فى موقعه.

وأخيرا:

سرعة السيطرة على الأراضى الفضاء خارج الكتلة السكنية، والحسم فى مواجهة وضع اليد، وبلطجية الأراضى، والاستغلال غير المخطط، فهى الرصيد الوحيد للانتشار ونقل العشوائيات، والا ستسجن العاصمة بعشوائياتها داخل الكتلة السكنية، وتتزايد أبد الدهر.

نتذكر دائما:

١- التعامل مع المناطق العشوائية.....ليس عملية مستحيلة النجاح

٢- فى نقل المناطق العشوائية.........يكمن معظم الأمل فى التطوير العمرانى والبشرى للعاصمة

٣- تمثل هذه العملية..... العامل الرئيسى فى تخفيف الكثافة والتكدس والعشوائيات

٤- تمثل هذه العملية ..... حل جزء كبير من مشاكل المرور والبيئة والنظافة والسلوكيات والأمن

٥- تمثل هذه العملية..... الفرصة الوحيدة لإنشاء حدائق متخللة

٦- ربما يكون بها .... أكبر عائد مادى للمستثمرين مع التطوير

٧- فيها أكبر عائد على الوطن والعصمة وهو..... إنقاذ الأجيال القادمة لقطاع كبير من التعداد

ويمكن القول إن النجاح فى التعامل مع المناطق

العشوائية، سيكون له أكبر الأثر ليس على سكان هذه المناطق فقط، بل على سكان العاصمة وزائريها، وسيكون أيضا نصرا فى أحد التحديات الكبيرةالتى تواجه الإدارة المحلية والدولة، بإزالة وصمة كبيرة فى جبين العاصمة، والارتقاء بها إلى مستوى حضارى مشرف، بل من الممكن أن تطبق الدروس المستفادة من النجاح، فى تطوير المناطق العشوائية فى المحافظات الأخرى.

وسيكون هذا النجاح، إنجازا كبيرا على طريق إعادة بناء مصر.

الجزء السادس: توصيات فى مجالات أخرى

أولا: إسكان محدودى الدخل:

يلزم الحل بالتكامل مع المناطق العشوائية وصندوق الموازنة المقترح..

١- حتمية تحديد شرائح للمستويات المختلفة لمحدودى الدخل (حسب خط الفقر المعترف بها) وتحدي المسكن المناسب والأدنى تكلفة فى حدود نسبة الإنفاق العائلى ويمكن أن يكون(١٥-٢٥%) وفرض الدخل كنموذج ١٠٠ جنيه شهريا.

٢- ولتبدأ المساحات من ٢٥-٣٠م٢ كغرفة أستديو بمرافقها- لتصلح للغير متزوج أو المتزوج حديثا أو حتى مع طفل حتى سن معين، ثم بالانتقال إلى سكن أكبر بعد ١٠ سنوات، مع تزايد الدخل.. ثم مضاعفة المساحة والتكلفة حسب الدخل والتكلفة.

٣- أن تكون التكلفة على نفقة الساكن بالكامل - مع دعم االدولة إما فى صورة توفير الأرض والمرافق بطريقة مباشرة أو غير مباشرة (من خلال شركات التنفيذ)

٤- تكون السهيلات فى حدود الفرق بين فائدة المدخرات (وليس الفائدة التجارية وبين الفائدة المخططة التى تحددها الدولة).

٥- يجب دراسة وسائل بناء غير نمطية - قليلة التكاليف- التى يمكن للشباب أن يسهم فيها بجهده بعد تدريب قصير على أعمال معينة.

ثانيا المناطق الأثرية:

١- يلزم التخطيط والحل بالتكامل مع خطة الانتشار حتى يمكن نقل المناطق المتدنية والاشغالات الموجودة بها وحلها

٢- يلزم إيجاد صيغة اقتصادية حتى يكون التمويل ذاتيا للتطوير بالاستفادة باستثمار المواقع المميزة حول الأثر (وربما فى جزء بالداخل) كاستثمار سياحى.

٣- يلزم عمل متاحف صغيرة فى مناطق الآثار بها نسخ مكررة أو نسخ مقلدة - وكل المراجع والعروض الفنية التى تجذب السياح وربما تكون تحت إدارة قطاع خاص تحت إشراف هيئة الآثار.

٤- هل يمكن أن يكون التطوير والتكلفة، خلال استثمار قطاع خاص حسب كراسة شروط صارمة وتسهيلات ومراقبة فنية ومراجعة من هيئة الآثار.

٥- إنشاء صندوق موازنة لتغطية التكلفة يمول دخله كنسبة من العائد، ومن المؤسسات الدولية، ومن السائحين.

ثالثا: التأهيل والتدريب:

١- حتمية وجود هيكل تنظيمى واضح وتفصيلى ، وتصنف فيه الوظائف والمهن والتخصصات والدرجات والرواتب ...ألخ.

٢- تحديد احتياجات الفرد لكل وظيفة من ناحية التأهيل والخبرة والتدريب.

٣- تحديد احتياجات العمل الجماعى لكل الوحدات والتقسيمات من التدريب بالمجموعات، أو المشترك.

بالنسبة للتأهيل:

٤- وجود كلية رئيسية لتخريج مؤهلين للعمل فى الإدارة المحلية (يقترح فى أكاديمية السادات) وتقوم بالتأهيل إلى مستوى دبلومات متخصصة متنوعة وكذا درجات الماجستير والدكتوراه فى هذا المجال.

٥- وجود قسم فى كل جامعة من جامعات العاصمة القاهرة/عين شمس/حلوان/الأزهر (فى كليات التجارة أو الحقوق ..بها) للتخصص فى أعمال الإدارة بالنسبة للعمل فى هذا المجال. بل وأيضا لإعطاء مستوى معين لكل التخصصات الأخرى (طب/هندسة..) يمكن الخارجين من العمل فى تخصصهم والتعامل مع الادارة المحلية- وجميعهم سيعمل فى مجال متصل بالعمل المحلى أو سيعيش فيه كفرد وأسرة حتى إذا كان عمله فى مجال سيادى أو قطاع خاص.

٦- تحديد علاقة واضحة بين الجامعات (والكليات المختصة) مع العاصمة وعناصرها - وأسلوب ونظام تعاون مثمر، مع صيغة (ميكانيزم اقتصادى معقول)

٧- تمثيل العاصمة/المحافظة فى مجلس كل جامعة(يمثلها المحافظ أو أحد نوابه) - وتمثل الجامعة فى المجلس التنفيذى (رئيس الجامعة أو أحد نوابه):

أ- لكل وظيفة مستوى تاهيل يلزم تحقيقه بالتفرغ والالتحاق إما بكلية متخصصة أو بمركز تدريب سقارة قد تصل مدة هذا التفرغ إلى ٥%-١٠% متفرقة على امتداد مدة الخدمة (حوالى ٢٤-٤٨ شهر).

ب- إعطاء الفرصة لذوى الاستعداد القيادى، للحصول على تأهيل أعلى، والحصول على دبلومات ودرجات الماجستير والدكتوراه فى مجالات الادارة المحلية ، وتحديد حوافز مادية وأولوية فى الاختيار إلى القيادات العليا (مع الخبرة والانجازات العملية) - وتحديد مجالات الرسالات حسب الاحتياجات والدروس المستفادة ومشاكل التطبيق والتدريب.

حـ - التأهيل الدورى للأفراد الراغبة فى الإلتحاق بالعمل فى الادارة المحلية من جميع المجالات الأخرى التى لها علاقة- وتأهيل هذه المجالات فى الكلية المتخصصة أو مركز سقارة.

بالنسبة للتدريب:

٨- يحدد لكل مستوى تنظيمى من الوحدات - أعمال تدريب جماعى للأفراد وكذا للوحدات، ويحدد عدد ساعات سنوية وشهرية لهذا التدريب ٢ ساعة أسبوعيا لمستوى الوحدة،٤ ساعة شهريا للمستوى الأعلى، ٢-٣ يوم فى السنة لمستوى المحافظة/العاصمة(مرة أو مرتين).

٩- يتم التدريب الجماعى للوحدات لتحسين المعرفة والخبرات بالنسبة للوائح العمل، والثقافة العامة، والتنسيق الداخلى بين الأفراد، والأقسام، والوحدات، ولتنسيق العمل الخارجى عند الحوادث، والكوارث أو الاصلاحات الميدانية، أو الدفاع المدنى..ألح.

بالنسبة للتقييم:

١٠- الاحتفاظ بسجلات تدريب للأفراد والوحدات تحدد المستويات.

١١- لقيام بالتقييم الدورى والاختبارات بواسطة القادة - وبواسطة الرئاسات الأعلى.

بالنسبة لتنظيم التأهيل والتدريب:

١٢- وجود إدارة مختصة بالتدريب، بحجم مناسب للعاصمة تتبع سكرتر عام/سكرتير عام مساعد، والاهتمام بتأهيل أفرادها.

١٣- وجود خطة تأهيل وتدريب يعتمدها المحافظ وقيادة كل مستوى.

رابعا المشاركة الجماهيرية:

يجب أن تكون المشاركة فى الاتجاهات الآتية:

- المشاركة بالعمل والانتاج هى المضاف الأول الاقتصادى.
- المشاركة فى العمل الاجتماعى.
- المشاركة سواء فى إنشاء المشروعات الصغيرة أو الكبيرة.
- المشاركة فى رعاية المجتمع واحتياجاته الإنسانية.
- إن إخراج الزكاة هو أسمى أنواع المشاركة.
- الانضمام إلى الجمعيات أو المؤسسات التطوعية.
- العمل التعاونى.
- المشاركة من خلال الضرائب.
- المشاركة فى الدفاع عن الوطن
- ترتقى المشاركة بالتكافل الاجتماعى.

إعتبارات هامة:

١- تبقى المبادأة فيها فى يد الشعب لا تنتزعها منه الدولة.

٢- لا يجب أن يبقى البعد الاجتماعى إسقاطا فقط على محاور التنمية الأخرى، أو يبقى حتى مدخلا حديثا للادارة، فالعمل الاجتماعى هو محور أساسى مثلها جميعا.

٣- يجب أن يبقى دور الدولة فى إطار اللامركزية والاستقلالية وإنطلاق الفكر- ومركزية طرح الأهداف القومية، وتوحيد الأولويات ومتابعة (الاستراتيجيات) ووضع السياسات والخطط لتعظيم الناتج القومى ، مع الحماية عن بعد من الأخطار.

لهذا:

أ - يجب أن تعمل الجمعيات والمؤسسات الأهلية، بل والأفراد، فى تكامل وتنسيق نحو وحدة هدف عام، حينئذ يتكامل الأثر ويصبح فعالا فى حياة الفرد والمجتمع.

ب - يجب أن تبقى المبادأة فى التحرك فى يد الجمعيات والمؤسسات الخيرية.. فى مبادرة وانطلاق وابداع، وأن يكون دور الدولة، هو التقنين وتوفير التسهيلات ، ووضع الضوابط التى تمنع الاستغلال وتجعل العمل مخلصا لوجه ال والوطن.

حـ - أن تكون الرقابة عن بعد ولا مركزية.

د - أن يكون التقدير الأدبى من الدولة، لا يقل عن تقدير العمل فى أى محور من محاور التنمية للدولة.

هـ - إن العاصمة – كأكبر تجمع سكانى فى الدولة(ومن أكبر التجمعات فى العالم) تحتاج إلى حجم ضخم من المشاركة والعمل التطوعى، فمن الصعب على أى تنظيم إدارى، أن يتدرج ليغطى الاحتاجات الفردية مهما كانت التقسيمات الادارية أو دقة التخطيط.

و- المشاركة الجماهيرية، هى المؤهل لأن تظهر من خلاله القيادات السياسية والاجتماعية، القادرة على فهم الاحتياجات الحياتية للجماهير، وتنشيط وتوحيد حوارهم، حولها ولها قبول وقدرة الاقناع.

خامسا تحسين البيئة:

١- وجود إدارة شئون البيئة على مستوى العاصمة- ووجود مكتب على مستوى محافظة القاهرة (ومحافظة الجيزة ومحافظة القليوبية) وتكون مهام هذه الادارة والمكاتب كالآتى:

أ- وضع مخطط لتحسين البيئة على مستوى العاصمة والمحافظات بناء على سياسة وزارة البيئة.

ب- مراجعة جميع المشروعات الجديدة وتنسيق عدم تعارضها من البيئة.

حـ- مراجعة جميع المشروعات القائمة، وجميع مصادر وأنواع التلوث، واتخاذ الاجراءات القانونية حيالها ومتابعة تصحيحها.

د-نشر الوعى البيئى على مستوى العاصمة والمحافظة.

هـ - تقييم جميع أعمال البيئة، وإثارة التنافس بين الأحياء والأقسام والمحافظات المشتركة فى العاصمة.

٢- حتمية تنسيق أعمال البيئة فى تكامل مع محاور التطوير الرئيسية أو حل المشاكل.

٣- يلزم التركيز على عناصر مؤثرة، وتوزيع الجهد والاعتمادات حسب اسبقيات هذا التأثير، وأيضا بالتنسيق مع سياسة وزارة شئون البيئة والوزارات المعنية - ويمكن أن تكون هذه الأسبقية كالآتى: كمرحلة ولسنوات تركيز إلى أن يتم فيها تحقيق إنجاز واضح، بدلا من تشتيت الجهود على أمور فرعية كثيرة أقل أهمية. هذه الاسبقيات يمكن أن تكون:

أ- نهر النيل: مياهه وشاطئاه والمبانى المحيطة.

ب- التلوث الصناعى خصوصا مصانع الأسمنت ، أو صرف المواد الكيماوية.

جـ - عوادم السيارات.

د - الأحزمة الخضراء ومصدات الرياح والأتربة ونشر الخضرة كحدائق والشوارع وفى النوافذ والتراسات.

هـ- النظافة العامة.

٤- تحديد الموارد الذاتية وتشجيع جمعيات حماية البيئة ماديا وأدبيا ودعما بالمعلومات الفنية والندوات.

٥- يلزم التنسيق بين جميع ممثلى الجهات التى تشترك فى مشكلة ما مثل إشتراك وزارة الرى ووزارة الزراعة ووزارة السياحة والعاصمة وشرطة المسطحات المائية وإدارة المرور ...الخ بالنسبة لنهر النيل والمسطحات على الجانبين وكورنيش النيل والمبانى حوله.

٦- من أكثر الموضوعات قربا من قلوب الجماهير ، هى ما يشعر بجمالها، ويستمتع بها، ويشعر بسعادة أطفاله بها، الا وهو إنشاء الحدائق، بل ولمسات الجمال بوضع نبات زينة أو أزهار فى النوافذ والشرفات .. فيجب أن نثير التنافس فى هذا المجال الذى قد لا يمثل عبئا على الدولة، بل إن الجمهور لن يبخل على دفع رسوم دخول لبعض هذه الحدائق المتميزة - والاقبال الحالى على الحديقة الدولية، التى أصبح الاقبال عليها ودخلها يمول صيانة حدائق أخرى كثيرة مفتوحة.

٧-وضع صيغة اقتصادية لحل كل أو معظم أعمال البيئة.. مثل ما تقوم به وزارة الرى فى تطوير جزء من شاطىء النيل، فهل يمكن أن يوضع تخطيط لتطوير كل شاطىء النيل فى العاصمة.. تطويرا جماليا يعتبر من أحسن المزارات فى العالم، وخصوصا إذا خصصت نسبة منه ولو ٥-١٠% للاستثمار حسب شروط محددة وصارمة.. ويمكن بهذا تحقيق إنجاز كبير لتطوير كل شاطىء النيل بواسطة مستثمرين تطرح عليهم كراسات شروط وتسهيلات مغرية .. وسيكون فيها توفير لوسائل خدمة رواد هذه المناطق من مبيعات خفيفة والكافتريات والمطاعم المفتوح ومحال بيع الهدايا التذكارية ..ألخ. وسيكون العائد من هذا الاستثمار هو مصدر تمويل التطوير وصيانته.

٨- هل يمكن أن يدرس مشروع عملاق، للاستفادة من حصائص مجرى النيل بعد السد العالى، فى العاصمة بصفة خاصة، تكون مدخلاته كالآتى:

أ- أصبح ليس هناك فارقا كبيرا فى منسوب النيل بين الشاطئين فى وقت الفيضان وفى السدة الشتوية - وأيضا سرعةجريان المياه ، وربما ساعد هذا على زيادة ورد النيل، علاوة على آثار جانبية كثيرة.

ب- فهل يمكن دراسة تعميق مجرى النيل (بالكراكات) وكسب طرح نهر لمسطح جديد للنيل قد يصل عرضه بين ٥٠، ١٠٠متر على إمتداده فى العاصمة - يمكن أن يكون حدائق بكر مفتوحة لا يضاهيها جمال.. ونضيف من ٧٥٠ - ١٥٠٠ فدان حدائق للعاصمة (هذا يماثل مساحة الحدائق الحالية فيها أو نصفها على الأقل. هذا بخلاف جزر النيل. ويمكن أن يستثمر فيها نشاطات ترفيهية صغيرة ، تخدم الجماهير العريضة، ويمكن أن

لا تزيد هذه المساحات عن ٥-١٠% من المساحة الجديدة، ويمكن أن يغطى عائدها تفاصيل المشروع.

٩- يجب أن ننزل بوعى البيئة إلى الجماهير العريضة فى العاصمة فى مواقعهم، فىالمدارس حيث بها أكبر تجمع منظم ، وفى المصانع، والأندية، والنقابات، وهذا العدد الضخم من الجمعيات الأهلية – لتكون البيئة أحد محاور الربط بين مختلف نشاطات هذه الجمعيات – فالبيئة لها أثر على جميع هذه النشاطات.

سادسا: توفير فرص العمل والأستثمار:

أنواع الشركات:

١- تكون الشركات فى اتجاهات تغطية الخدمات المطلوبة مثل:

أ- شركات النظافة العامة.

ب – شركات الحراسة والأمن الداخلى.

حـ – شركات صيانة المبانى والمنشآت ونظافتها.

د – شركات للسباكه وأعمال الكهرباء وأيضا أعمال الطلاء الدورى.

هـ- شركات النقل الخاص.

٢- إنشاء الأحزمة التجارية حول العاصمة.

سابعا الروح المعنوية:

كيف يعمل القائد المحلى على رفع الروح المعنوية:

١- الاختراق إلى عقل ووجدان الجماهير بالانجاز، فالفرد البسيط من الجمهور، أذكى بالغريزة وأدق، من كل أجهزة وقواعد التقييم للقائد.

٢- أن يشعر الجمهور أن القائد المحلى، متواجد بجواره دائما، خصوصا فى الضراء والكوارث والمحن.

٣- أن يكون القائد مع الجماهير فى جانب واحد من شبكة مبارة الحياة، مقابل احتياجات الجمهور ومشاكله على الجانب الآخر.

٤- اشراك الجمهور فى كل مراحل صنع القرار.

٥- اشراك الجماهير فى التنفيذ بجهدهم، أو بمالهم، أو بقلبهم، أو حتى بتتبعهم للانجاز.

٦- اشراك الجمهور فى تقبل الانجاز والفرحة ..

٧-يجب أن يقتنع الجمهور بالقائد المحلى بصفة عامة.

٨- أن يشعر الجمهور ، بأن هناك رعاية خاصة لأسرته: زوجته وأولاده وأحفاده.

٩- تقديم الخدمات الانسانية والمادية والادارية، مقدمة إلى الجمهور، فى تواضع من مقدميها.

ثامنا الإعــلام:

١- إعلام بسيط، دون مبالغة أو استخفاف بذكائها وفهما للأمور.

٢- إعلام صادق، حتى دون مبالغة فى الصدق أو التفاخر.

٣- إعلام يشعرهم أنه فى جانبم من الأحداث.

٤- إعلام يشعرهم بالاعتزاز بأنه لايقل فى المستوى عما يشاهدونه أو يسمعون عنه فى الإعلام الخارجى.

٥- إعلام يرفه عنهم بعد عناء وشقاء الحياة، فى خط متوازن بين الجدية والترفيه.

٦- إعلام يكون هو الوسيلة الطبيعية لتصعيد آراء القاعدة العريضة من الجماهير، ويشعر بعدالة ما يتصاعد منها من آراء صحيحة ، فيقتنع بأنها هى الأصلح.

٧- إعلام يبث التفاؤل بالخير فى المستقبل.

٨- إعلام تشعر الجماهير معه بالاطمئنان فى ترك أبنائهم أمانه بين راحتيه أو رحاه.

مــــــوقع العاصمــــــة

تحليل بدائل موقع العاصمة

دراسة شعبة الاسكان والتعمير – المجالس القومية المتخصصة

تحت تعاظم ضغط مصاعب العاصمة وتفاقمها فى فترات وبدرجات مختلفة ، كانت تظهر من وقت لآخر فكرة نقل العاصمة أو أجزاء منها إلى موقع آخر، وأن يكون النقل إلى مدينة السادات أو أى موقع آخر على مسافة اكبر (٢٠٠ كم مثلا)، والبدائل هى:

١- نقل العاصمة بالكامل إلى موقع آخر.

٢-عدم نقل أى عنصر.

٣- نقل جزئى للوزارات غير السيادية التى لا داعى لوجودها فى الموقع.

٤- الانتشار وخلخلة العاصمة على امتداد التوسعات العمرانية الجديدة.

بالنسبة للبديل الأول: نقل العاصمة بالكامل إلى موقع آخر: يمثل هذا الحل النهاية القصوى للآراء

١- **ميزته الاساسية:** هى المبادأة بتخطيط عاصمة جديدة فى أحد المدن الجديدة "مدينة السادات"مثلا (لتوفير جزء من الامكانيات) وإنشاء عاصمة حديثة، بها رئاسة الجمهورية ، والحكومة والمؤسسات والأجهزة الرئاسية والوزارات والهيئات القومية، وما يتبعها من أجهزة قومية للخدمات والمرافق والسكان، علاوة على البعثات الدبلوماسية. هذا مع التخطيط ليكون التعداد والكثافة والمساحة واستعمالات الأراضى، حسب المعدلات العصرية التى يمكن أن تمثل الدولة تمثيلا مشرفا فى الحاضر والمستقبل.

٢- **ميزته بالنسبة للعاصمة الحالية:** هو تقليل التكدس والكثافة الحالية، وكذا تقليل عدد الزائرين والوافدين اليوميين إلى العاصمة.

يعيب هذا الحل الآتى:

١- من الصعب قبول فكرة تغيير عاصمة مصر التاريخية من هذا الموقع (القاهرة الكبرى) الذى كانت فيه عبر آلاف السنين – علاوة على التضحية باسم القاهرة التاريخى كعاصمة.

٢- وسطية موقع القاهرة الكبرى الحالى جغرافيا ودبموجرافيا حتى مع نجاح المشروعات القومية بسيناء والصعيد والوادى الجديد.

٣- التكلفة الباهظة لانشاء عاصمة جديدة على الأساس العصرى.

وقد لا تسمح الامكانيات بالجمع بين مثل هذا المشروع ومشروعات التنمية العملاقة المطلوبة.

٤- استمرارية الحاجة إلى تطوير الاقليم التخطيطى للقاهرة الكبرى بثقله الديموجرافى والسياسى والاقتصادى والسياحى والعلمى والاجتماعى والخدمى. إذ أنه سيظل أحد المؤشرات الرئيسية لنجاح التنمية بصفته يمثل حوالى ١/٥ تعداد الدولة، وحوالى ٤١% من تعداد الحضر وسيظل له كل هذا الثقل لسنوات طويلة- والخشية أن يصيب القاهرة ما أصاب العواصم القديمة فى الدول التى نقلت عاصمتها إلى موقع جديد، إلى أن تنبهت إلى التدهور الذى حدث مثل (استنبول).

٥- صعوبات التهجير المخطط لمسافة بعيدة، ونقل البشر

والخدمات المناسبة، والمنشآت الإدارية بتجهيزاتها، والبعثات الدبلوماسية، وما يتبع كل ذلك من فنادق ومنشآت خدمية وترفيهية ..ألخ.

٦- الزمن اللازم لتكامل مثل هذا النقل.

٧- صعوبات السيطرة فى فترات الانتقال.

٨- فى الحروب الحديثة ، لا فائدة كبيرة فى نقل العاصمة ١٠٠ كم – فالحرب الحديثة تهدف إلى تدمير البئية الصناعية والخدمية قبل تدمير العاصمة أو القوات أو الخسائر فى الأرواح.

٩- أساس هذا الحل هو اليأس من إمكانية تطوير العاصمة لظروفها الحالية وبها ١/٥ التعداد، ٤١% من الحضر فى الجمهور – وهذا مؤشر خطير بالنسبة للأمل المعقود على نتائج التنمية الشاملة فى الجمهورية – وهى المهمة التى تقل عن حل مشاكل العاصمة بل تزيد عنها.

بالنسبة للبديل الثانى: وهو عدم نقل أى عناصر من العاصمة..

فهو يعتبر النهاية القصوى على الطرف الآخر للبديل الأول.

ميزتة الرئيسية مجازا، هى عدم إجراء أى تحركات أو نقل لأجزة رئاسية أو إدارية أو دبلوماسية، وتجنب أى مراحل انتقال – وكذا الحفاظ على إسم وموقع العاصمة.

ويعيب هذا الحل:

١- صعوبات إجراء أى تطوير للعاصمة مع وجود هذا التكدس والكثافة العالية فى كل الأحياء الراقية والشعبية تقريبا، خصوصا فى وسط المدينة.

٢- وجود مناطق عشوائية تحتاج إلى نقل المجتمع حيث لا يجدى معها الاصلاح كثيرا – علاوة على شغلها لمواقع متميزة وحاكمة من الناحية الاقتصادية والمرورية والسياحية.

٣- صعوبات المرور، والتى يصعب، بل قد يستحيل حلها، إلا إذا تصدينا لتخفيف التكدس والكثافة والتى ببقائها يصعب أى تطوير.

٤- لازال سيتحتم إجراء خلخلة جذرية ومخطط للعاصمة، والا تترك هذه الخلخلة للزمن أو حسب الجذب والعرض والطلب – بل إن ترك هذا الموضوع للزمن قد يكون عامل جذب من خارج العاصمة، فتتضخم أكثر وتنتهى نهائيا فرصة هذه الخلخلة.

تبقى المقارنة بين البديلين رقم ٣، ٤:

وهذا بالفعل أقرب البدائل للتنفيذ من الناحية العملية.

بالنسبة للبديل الثالث: وهو نقل الوزارات الغير سيادية والأجهزة والهيئات القومية

ويعنى هذا الحل، بقاء رئاسة الدولة، والحكومة والمؤسسات واللأجهزة الرئاسية، والوزارات السيادية والهيئات الدبلوماسية- مع نقل الوزارات غير السيادية والهيئات والأجهزة القومية والشركات التابعة من قطاع الأعمال ورئاسة الشركات التى لا تعمل فى العاصمة .. إلى موقع آخر على مسافة ١٠٠-١٥٠ كم (مدينة السادات... مثلا) .

ويمتاز هذا الحل بالآتى:

١- عدم التضحية بإسم القاهرة كمقر للحكم وكعاصمة سياسية.

٢- يقلل من حجم النقل وتكاليفه.

٣- ينقل نسبة لا بأس بها من التعداد (العاملين فى الجهات التى سيتم نقلها وأسرهم وجزءا كبيرا من الخدملت التى ستنتقل خلفهم سعيا وراء فرص العمل الخدمية فى المجتمع الجديد) مما يقلل من التكدس والكثافة.

٤-يقلل من حجم زوار العاصمة اليوميين، وكذا القادمين خلف قضاء مصالحهم فى الوزارات والجهات التى انتقلت.

٥- بعد تمام الانتقال، وبعد الاستقرار سيتحقق للجهات

الادارية مناخ أفضل للعمل الادارى. وكذا يسهل العمل . الدبلوماسى.

أما عيوب هذا الحل فهى:

١- لازالت هناك مصاعب منظورة وغير منظورة لنقل الوزارات الغير سيادية والهيئات المحددة، مع العاملين فيها وأسرهم وخدماتهم ومتعلقاتهم.

٢- لازالت هناك تكاليف غير قليلة للنقل .

٣- صعوبات ممارسة العمل الادارى مع تجزئة الحكومة مكانيا، سواء بالنسبة للحكومة نفسها أو بالنسبة للجمهور، أو بالنسبة للسيطرة.

٤- بقاء مشاكل المناطق العشوائية والمناطق المتدهورة عمرانيا.

٥- سيبقى الثقل الاقتصادى (الصناى والمالى..) فى الموقع الحالى، ولا زال هناك حجم غير قليل من الزائرين اليوميين إلى القاهرة لمصالح اجتماعية وخدمية وعلاجية وسياحية ...ألخ.

٦- قد لا يسفر هذا الحل عن إصلاح العاصمة القديمة وخصـوصـا وأن بها ١/٤ تعداد الجمهورية وحوالى ٤٣% من تعداد الحضر.

٧- أساس هذا الحل هو الشعور باليأس من إصلاح العاصمة بظروفها الحالية وبها ١/٤ تعداد الجمهورية، وربما لن يقل التعداد كثيرا مع النقل الجزئى – وهذا اليأس لا يتفق مع الطموحات الضخمة للتنمية التى تتصدى لها الدولة حاليا بكل قواها.

بالنسبة للبديل الرابع وهو الانتشار على إمتداد التوسعات العمرانية المحيطة:

يعنى هذا الحل، الانتشار وخلخلة العاصمة على امتداد التوسع والمجتمعات العمرانية الجديدة، وفى إطار الاقليم التخطيطى للقاهرة الكبرى بعد تدقيقه.... (عدا مدينة العاشر من رمضان ومدينة السادات) ليشمل مدينة العبور والشروق والتجمع الخامس والقاهرة الجديدة ومدينة بدر ومدينة ١٥ مايو ومدينة ٦ أكتوبر وكل التجمعات التى تنشأ فى هذا النطاق. وإعادة توزيع السكان والوزارات والجهات الادارية على أساس تخطيط عمرانى متكامل لهذه المساحة، بحيث يحقق الكثافة المعقولة، ونقل كل ما نضطر إليه إلى خارج هذه المساحة (إلى مدينة السادات والعاشر من رمضان...) – ويكون ذلك بأولوية المناطق العشوائية- واسكان محدودى الدخل وأسواق الجملة والأحزمة الخضراء الجديدة والأحزمة التجارية – والحرفية والصناعات الملوثة للبيئة والثقيلة.. والأجهزة والهيئات التى لا يحتم عملها البقاء فى القاهرة .. ثم مناطق الاسكان الراقى والمناطق الترفيهية الفسيحة ... والأسبقية الأخيرة هى لنقل بعض الوزارات.

مميزات هذا الحل:

عدم التضحية بإسم القاهرة العاصمة التاريخية والسياسية

١- باستغلال كل المساحة التخطيطية يمكن أن تتحقق الكثافة المتوسطة المناسبة والممكنة عمليا، "١٠-١٥" ألف نسمة (على مرحلتين) (حتى ١٥ سنة، وحتى ٢٥ سنة) نسمة/كم^{٢}بدلا من ٣١,٧ ألف نسمة كم^{٢} ، وذلك بالتخطيط الجيد لاستعمالات الأراضى : سكنى- أحزمة خضراء -خدمى،....ألخ.

٢- الفرصة الذهبية لخلخلة العاصمة وشغل المناطق العمرانية الجديدة ، بدلا من أن تصبح هذه المساحات الجديدة مناطق جذب من خارج العاصمة للبشر – فيزيد العبء على العاصمة.

٣- أقل تكلفة إنتقال.

٤- أقل صعوبات لنقل العاملين وذويهم ومتعلقاتهم.

٥- التنسيق المباشر والمتزامن بين الانتشار وبين تطوير العاصمة نفسها

٦- أقل مشاكل للمرحلة الإنتقالية.

٧- وحدة الادارة والسيطرة للدولة والحكومة والوزارات والأجهزة السيادية والادارية.

٨-الانتقال بالعاصمة إلى المستوى الحضرى والحضارى المناسب على المساحة المماثلة لمساحة عواصم الدول المتقدمة.

٩- الفرصة الممتازة لنقل المناطق العشوائية التى لا يجدى معها الاصلاح فى موقعها.

١٠- إنقاذ الأراضى الفضاء المحيطة بالعاصمة من التعديات، وأن تتحول الأحزمة الخضراء إلى عشوائيات المستقبل (حتى ولو كانت بدرجة أفضل نسبيا من العشوائيات الحالية)

١١- الفرصة الأنسب لحل مشكلة المرور، وإنشاء محاور التنمية السريعة والدائرية (أكثر من طريق دائرى).

١٢- حصر المهمة فى "الانتشار والتطوير" بدلا من "الانتقال والتطوير" مما هو أسهل بالقطع وأسرع وأقل تكلفة وأكثر فرصة لنجاح أعمال التنسيق والتنفيذ.

وعيوب هذا الحل:

يحتاج الأمر إلى قدر كبير من التخطيط الدقيق والسيطرة على أكبر عملية للأنتشار المخطط، بل وربما للتهجير المخطط فى العصر الحديث.

الخلاصـــــــة: ترى الشعبة أن البديل الرابع هو الأنسب وهو:

الإنتشار وخلخلة العاصمة على إمتداد التوسعات العمرانية الجديدة مما يسمح بتحقيق الكثافة السكانية المعقولة، مع أسبقية نقل معظم الشركات القابضة والهيئات والأجهزة المركزية التى لا داعى لوجودها فى العاصمة، وكذا يمكن نقل بعض الوزارات إلى خارج العاصمة، (عند الاضطرار وبعد إجراء دراسات التكلفة والأثر الإدارى).

وهذا البديل يحقق الآتى:

١- وحدة القيادة والسيطرة على الدولة سياسيا وإداريا ودبلوماسيا.

٢- الأقل تكلفة.

٣- الأنسب للتنسيق الوثيق بين الإنتشار والخلخلة والتطوير وحل المشاكل الحالية للعاصمة.

٤- الحل الأمثل لتطوير المناطق العشوائية التى لا يجدى معها الإصلاح فى موقعها.

٥- المرونة فى إمكانية نقل أية عناصر خارج هذا الموقع.

٦- مواجهة المشكلة فى موقعها بالرغم من صعوبة ذلك، بدلا من المواجهة فى منطقة أخرى لمجرد أنها أسهل.

الآثار الجانبية للإنتشار غير المخطط:

من المحطأ الجسيم التوسع فى الإنتشار حول العاصمة دون حل شامل لتطويرها ونقل مشاكلها للخارج وحلها.. إذ أن هذا يؤدى إلى:

١- استنفاد الاحتياطات الفردية والدولة فى الاستثمار العقارى (الذى ليس له انتاج سلعى ولا يحل مشكلة الاسكان الرئيسية).

٢- استهلاك الرصيد المحيط بالعاصمة من الأراضى وهو من أعلى الأصول الرأسمالية (رصيد الأجيال القادمة) ووضعها بين أيدى : شرائح محدودة - وتجار أراضى - بلطجية الأراضى.

٣- الخلل فى توزيع الدخل خلال السنوات القادمة بين طبقات معينة غير شرعية - أو ليست الغالبية العاملة.

٤- تآكل الأحزمة الخضراء.

٥- خلق مناطق عشوائية خارجية متمثلة فى التعديات (أوعلى الأقل غير مخططة)، بدايتها عدة قصور وفيلات متفرقة ومسجد على واجهة الطرق السريعة، ثم الانقسام

النووى لاستهلاك الأراضى والتجارة فيها وتكون المبادأة فى أيد غير شرعية بالتعدى ـ ويكون رد الفعل فى يد السلطة الشرعية بالملاحقة بالازالة. التى ستكون فقط ردعا أولا، ثم رمزية ثانيا، ثم عدم إزالة ثم فتح الباب لمصالحات، أو لإنحراف الصغار أو الكبار.

٦- **تآكل المناطق التى يمكن أن تنقل إليها المناطق العشوائية التى داخل الكتلة السكنية.. فتبقى فى مواقعها المتميزة بمستواها المتدنى**، وتسجن العاصمة وعشوائياتها داخل الكتلة السكنية القديمة.

٧- انتقال القادرين أو شبه القادرين هروبا من زحام الكتلة السكنية القديمة – وبقاء غير القادرين أو المتواكلين أو الغير مقدرين ما سيكون عليه حال هذه الكتلة فى المستقبل (وصل معدل زيادة العشوائيات"المحبوسة" فى القاهرة إلى ١١% سنويا)، أى تتضاعف كل ٩ سنوات، وهو معدل خطير، لابجدى معه التطوير السطحى.

٨- الإنتشار الأفقى للعشوائيات وتدنى المستوى من المناطق العشوائية الحالية إلى ما جاورها من المناطق الشعبية أو المتوسطة أو حتى الراقية المتبقية الحالية.

٩- ضياع الفرصة لخلخلة الكتلة السكنية المكتظة وبالتالى لتقليل الكثافة ولشق المحاور الطولية والعرضية والشعاعية اللازمة لسيولة المرور داخل الكتلة السكنية القديمة.

١٠- تدهور المرافق تحت ضغط الكثافة العالية (خصوصا المناطق المزدحمة).

١١- الأثر السياحى السيء.

١٢- الأثر الاقتصادى السيء.

١٣- **الأثر الدبلوماسى .**

١٤- الأثر السياسى فى إنخفاض الروح المعنوية مع حالة العاصمة للآتى:

أ- فقد السيطرة الودية الحازمة على العاصمة، بسبب التطور المستقبلى الخطير للكثافة والتكدس والعشوائيات- ومشاكل المرور ...ألخ.

ب- صعوبة استرداد هذه السيطرة الصحية (الودية) التى تعتبر أكبر كسب لتعبئة المشاركة الجماهيرية وسيطرة الروح الوطنية والانتماء والانضباط.

حـ - إضعاف قدرة الدولة بالرغم من الانجازات، واليأس مع عدم الشعور بنتائج تنمية، كان يجب أن تنعكس على ارتفاع متوسط دخل الفرد والمجموع، وتحسين الصورة للعاصمة التى هى الواجهة الرئيسية للدولة.

د- إن السيطرة من خلال الاقتناع والرضا، لا تدانيها أى سيطرة أمنية شديدة، فالأولى لها الأثر الايجابى على كل نواحى الحياة الاقتصادية والانتاجية والاجتماعية والتكنولوجية والمعنوية بل والعسكرية.

هـ - الشعور بالخلل فى عدالة توزيع الدخل، مع الثراء الفاحش الذى سيحققه استغلال هذه الأراضى بطريقة غير مشروعة أو مشروعة.

و- وفى النهاية .. إن الانتشار المخطط، سيجعل القاهرة الكبرى بكتلتها القديمة، واتساعها الحديث العصرى- تليق كعاصمة لمصر.

المدن المصرية وأحجامها

توضح الجداول الآتية توزيع المدن المصرية على محافظات الجمهورية وعدد السكان بكل مدينة وذلك حسب النتائج النهائية للاحصاءات الأخيرة التى تمت عام ١٩٩٦.

السكان بالألف

المحافظة	المدن	عدد السكان	المحافظة	المدن	عدد السكان	المحافظة	المدن	عدد السكان
القاهرة	١	٦,٧٨٩	الشرقية (١٧)	الزقازيق	٢٦٧	كفر الشيخ (١٠)	قلين	٢٩
الاسكندرية	١	٣,٣٢٨		أبو حماد	٣٠		مطوبس	٢٥
برج العرب	١	٧		أبو كبير	٨٥		الحامول	٣٩
بور سعيد	١	٤٧٠		الحسنية	٢٤		الرياض	١٤
السويس	١	٤١٨		الصالحية	٨	الغربية (٨)	طنطا	٣٧٣
دمياط (١٠)	دمياط	٧٨		بلبيس	١١٤		السنطة	٢٧
	فارسكور	٥٠		رمضان ١٠	٤٨		المحلة	٣٩٥
	الروضة	١٩		ديرب نجم	٤٤		بسيون	٤٨
	كفر سعد	١٨		فاقوس	٥٦		زفتى	٨١
	كفر البطيخ	٢٤		كفر صقر	٢٥		سمنود	٤٨
	دميط ج.	٧		منيا القمح	٥٦		قطور	٢١
	الزرقا	١٥		ههيا	٣٦		كفر الزيات	٦٦
	السرو	١٩		مشتول السوق	٣٨	المنوفية (١٠)	شبين الكوم	١٥٧
	رأس البر	٨		الابراهيمية	٢٩		أشمون	٦٩
	عزبة البرج	٣٢		أولاد صقر	١٦		الباجور	٣١
الدقهلية (١٧)	المنصورة	٣٧٠		القنايات	٣٦		الشهداء	٤١
	أجا	١٦		القرين	٥١		بركة السبع	٢٩
	السنبلاوين	٧٣	القليوبية (٩)	بنها	١٣٦		تلا	٤٤
	المطرية	٨٨		الخانكة	٥٦		قويسنا	٣٦
	المنزلة	٦٠		القناطر الخيرية	٥٦		منوف	٧٨
	بلقاس	٨٨		شبين القناطر	٤٨		سرس الليان	٤٤
	دكرنس	٨٥		شبرا الخيمة	٨٧٠		السادات	١٩
	شربين	٤٧		طوخ	٥٨	البحيرة (١٤)	دمنهور	٢٠٩
	طلخا	٦٦		قها	٢٣		ابو المطامير	٣٥
	ميت غمر	١٠٢		قليوب	٩٧		أبو حمص	٢٩
	منية النصر	٤٩		كفر شكر	١٩		الدلنجات	٣٥
	الجمالية	٥٩	كفر الشيخ (١٠)	كفر الشيخ	١٢٥		المحمودية	٢٢
	تمى الامديد	١٢		البرلس- بلطيم	٣٤		ايتاى البارود	٣٥
	ميت سلسيل	٣٠		بيلا	٥٧		حوش عيسى	٦٩
	نبروه	٣١		دسوق	٩١		رشيد	٥٨
	بنى عبيد	٢٦		سيدى سالم	٤١		شبراخيت	٢٤
	جمصة	١		فوة	٥٤		كفر الدوار	٢٣٢

المحافظة	المدن	عدد السكان	المحافظة	المدن	عدد السكان	المحافظة	المدن	عدد السكان
البحيرة	كوم حمادة	٣١	المنيا (٩)	العدوة	١٤	قنا (١١)	نقادة	١٩
	وادى النطرون	١٥		بني مزار	٥٣		فرشوط	٤٤
	الرحمانية	٢٥		دير مواس	٣٣		قفط	١٨
	ادكو	٨٨		سمالوط	٧٥		الوقف	٢٤
الاسماعيلية (٧)	الاسماعيلية	٢٦٦		مطاى	٣٧	أسوان (١٠)	أسوان	٢٢٠
	التل الكبير	٤٣		مغاغة	٦٠		ادفو	٥٦
	القنطرة غرب	١٥		ملوى	١١٩		السباعية	١٣
	فايد	١٦	أسيوط (١١)	أسيوط	٣٤٣		البلطية	١٧
	القنطرة شرق	١٢		أبنوب	٥٧		الرديسية	٨
	ابوصوير المحطة	١٨		أبو تيج	٥٩		كوم أمبو	٦٢
	القصاصين ج	١٢		البدارى	٣٦		نصر	٥
الجيزة (١١)	الجيزة	٢٢٢٣		ساحل سليم	٢٤		دراو	٣١
	٦ أكتوبر	٣٥		الغنايم	٣٩		كلابشة	١
	الحوامدية	٩٢		القوصية	٥٦		ابو سمبل	٢
	البدرشين	٥١		ديروط	٥٦	الاقصر (٢)	مدينة الأقصر	١٥٤
	الصف	٣٢		صدفا	١٨		طيبة	١٥
	العياط	٢٩		منفلوط	٦٥	البحر الأحمر (٧)	الغردقة	٣٦
	البحرية	٢٥		الفتح	١٠		القصير	٢٠
	أطفيح	١١	سوهاج (١١)	سوهاج	١٧٠		سفاجا	٢٧
	أوسيم	٥٤		أخميم	٨٥		مرسى علم	٢
	الوراق	٣٩٥		البلينا	٤٠		رأس غارب	٢٧
	العمرانية	٥٣٧		المراغا	٣٢		الشلاتين	٥
بنى سويف (٧)	بني سويف	١٧٢		المنشاه	٥٠		حلايب	٢
	الفشن	٥٣		دار السلام	٢٣	الوادى الجديد (٣)	الخارجة	٤٩
	الواسطى	٣١		جرجا	٩٥		موط	١٦
	أهناسيا	٣٢		جهينه	٣٩		الفرافرة	٣
	ببا	٥٠		ساقلته	١٨	مطروح (٨)	مطروح	٥٢
	سمسطا	٣١		طما	٥٨		الحمام	١٤
	ناصر	٧١		طهطا	٧٤		السلوم	٦
الفيوم (٥)	الفيوم	٢٦١	قنا (١١)	قنا	١٥٥		الضبعة	٢١
	ابشواى	٤٢		أبو تشت	١٠		سيدى برانى	٥
	أطسا	٣٧		أرمنت	٦٦		سيوه	١٠
	سنورس	٦٨		اسنا	٥٥		العلمين	٢
	طامية	٣٨		دشنا	٤٤		النجيلة	٧
المنيا (٩)	المنيا	٢٠١		قوص	٤٩	شمال سيناء (٦)	العريش	١٠٠
	ابوقرقاص	٥٠		نجع حمادى	٣٣		قسم بئر العبد	٨

المحافظة	المدن	عدد السكان	المحافظة	المدن	عدد السكان	المحافظة	المدن	عدد السكان
شمال سيناء (٦)	الحسنة	٢						
	نخل	٢						
	الشيخ زويد	١٢						
	رفح	٢٥						
جنوب سيناء (٨)	الطور	١١						
	أبو زنيمه	٣						
	رأس سدر	٢						
	أبو رديس	٤						
	سانت كاترين	١						
	شرم الشيخ	٤						
	دهب	١						
	نويبع	٢						

القريـــــــة المصريـــــــة
النظافـــــة

د. احمد خالد علام

يسكن فى الريف المصرى فى الوقت الحاضر حوالى ٣٥ مليون نسمة، يقيمون فى حوالى ٤٢٠٠ قرية بالوجهين البحرى والقبلي، يتراوح حجم القرية بين أقل من خمسة آلاف نسمة وأكثر من عشرين ألف نسمة – بمتوسط عام للقرية عشرة آلاف نسمة.

ولقد نمت القرية المصرية على مر التاريخ والعصور نموا تلقائيا عشوائيا، الأوضاع فيها متأخرة بصورة تشوه جبين مصر، لم تخضع لأى اشراف هندسى، وليس لها تشريع ينظم حركة العمران بها.

شوارع وطرقات القرية ضيقة متعرجة ترابية، تتراكم فيها أكوام القمامة والسماد، ولا توجد بها وسيلة تنظم عملية جمع القمامة من المنازل والتخلص منها الا فى عدد محدود من القرى.

ترعة القرية غالبية أيام السنة جافة خالية تماما من الماء، تتراكم فيها القاذورات والقمامة والمخلفات والحيوانات النافقة.... يلقي فيها السكان بمخلفاتهم الصلبة والسائلة من أكياس البلاستيك وعبوات الزيت والزجاجات والعلب الفارغة وإطارات السيارات .. كما يلقون فيها بماء الغسيل المحمل بالصودا الكاوية ... كما تلقى فيها الوحدات المحلية ماء المجارى الذى تكسحه من المجارير والترنشات.

وقت جريان الماء في الترعة يختلط ماء المجارى بماء الترعة وتطفو كثير من المخلفات الصلبة على سطح الماء بشكل قبيح ومؤلم ومنفر، وتصبح مصدرا لكل أنواع التلوث.

يروى الفلاح أرضه من هذه المياه فتلوث أوراق الخضروات الورقية وكذا تحمل مسببات الأمراض للنبات الثمرية التي لها ثمرة – ويعالج هذه الحالات الفلاح بالمبيدات التى تتركز نسبة منها داخل الثمرة، ويمتد أثر المبيد فى قتل الحشرات النافعة.

على شواطىء الترعة تتراكم أكوام القمامة والسماد ويتبول الأهالى ويقضون حاجتهم عليها ويتكاثر الذباب والباعوض، وتصبح محاضنا للحشرات والميكروبات.

مياه الشرب وصلت إلى معظم بيوت القرية ولا توجد وسيلة صرف صحى لهذه المياه إلا خندق صرف أو بيارة أو ترنش أو مجرور، وترتب على ذلك ان ارتفع منسوب المياه الجوفية، وأصبحت القرية فى وسط الدلتا فوق بركة من المياه.

تطفح المجارير والترنشات وتكسحها الوحدة المحلية بعربات كسح وتلقى بهذه المخلفات فى المجارى المائية القريبة من القرية، مصرفا كان أو ترعة، فتلوث النباتات التى تروى بهذه المياه كما تلوث البيئة المحيطه بها.

وترتب على ذلك انتشار أمراض الفشل الكلوى والكبد والسرطان والقلب... وكل أنواع الأمراض ... انتشرت هذه الأمراض بشكل كبير فى قرى مصر وتصرف أموال ومبالغ طائلة على الأدوية لعلاج هذه الأمراض... والأوضاع تسير من سيىء إلى أسوء.

وأحيانا تتخلص بعض ربات البيوت من الماء المستعمل فى الأغراض المختلفة بالقائه فى الحارات والطرقات أمام بيوتهن، الطرق ترابية، فى الصيف يجف هذا الماء وفى الشتاء يتحول التراب إلى طين فيسبب مشاكل كثيرة وحوادث ومشاحنات بين الجيران.

فى الماضى قبل صدور قانون الإدارة المحلية عام ١٩٦٠ كان هناك مجالس قروية فى بعض قرى مصر تتبع وزارة الشئون البلدية والقروية (وزارة الإسكان حاليا)، وكان عددها محدودا، وكان من ضمن مهام هذه المجالس النظافة العامة من كنس الشوارع ورشها وجمع القمامة والتخلص منها وجمع المياه القذرة من البيوت حيث تمر عربة الكسح (البكليش) على البيوت وتجمع الصفائح التى بها المياه وتفرغها فى العربة.. وكان عدد العمال الذين يقومون بعملية النظافة هذه حوالى عشرة عمال، ولهم رئيس وملاحظ (مقدم طرق) والآن يوجد بالوحدة المحلية العشرات من العاملين وكثير منهم لا عمل له ويمكن الاستفادة من هذه القوى العاملة فى أعمال نظافة القرية من كنس ورش وتهذيب الطرقات ، وتوفير بيئة نظيفة صحية لسكان القرية.

highest value is for CSFO (3.8328 cent/kWh) while the lowest value is that of CCNG (0.8749 cent/kWh). For photovoltaic and wind-energy conversion systems, the external costs per kWh are 0.1792 and 0.0469 cent, respectively.

The costs of conventional systems are expected to increase over time, while the costs of renewable systems are expected to decrease considerably due to technological development and diffusion of such technologies.

The impact of not considering external costs can be pictured as a time delay of PV market penetration. The impact of using natural gas instead of oil products also delay PV energy market penetration. Because external costs of natural gas fired systems are less than that of oil fired systems, which in turn reduce LCC. For WEC, LCC is lower than all conventional systems, but it is limited by wind availability and storage units.

7.CONCLUSION

Considering external costs due to the airborne emissions from conventional electricity generation systems, a life cycle cost analysis for each system was performed. For the analyzed systems, Wind energy conversion systems is the most economic technology for electricity generation, but it is limited by wind availability and energy storage problems. PV cost per kWh is too expensive and its diffusion needs reduction of capital cost of about 60% or governmental subsidy.

limited by solar radiation availability and energy storage problems. For conventional electricity generation, combined cycle natural gas fired system has the lowest cost of kWh which is nearly compatible of wind energy cost, without considering external costs. So, government policy encouraging the expanding use of NG, and using of combined cycle technology in electricity generation, have a considerable effect on environment, by reducing CO_2 emissions to nearly half and approximately no sulfur oxides.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors are most grateful and highly indebted to Prof. Dr. A.A. El-Mallah for his invaluable help in this research, which contributed significantly to the completion of this work.

REFERENCES

1.Abdel Gelil A., M.M. Awad, and M.A. Bedrous,"Environmental Standards in The Energy Sector, Case of Egypt", Expert group meeting on the harmonization of environmental standards in the energy sector of the ESCWA member states 29 June-1 July 1999, Cairo, Egypt.

2. Olav Hohmeyer, "Social Cost of Energy Consumption", A Report Prepared Under Contract for the Commission of the European Communities, Springer Verlag Berline, Hidelberg 1988.

3."Egyptian Solar Radiation Atlas", Ministry of Electricity and Energy, Cairo, 1991.

4. Egypt's Renewable Energy Strategy and Programs, "The Renewable Energy and Sustainable Development Seminar", New and Renewable Energy Authority (NREA), Cairo, 26-27 may, 1995.

5.Elgazzar,"Comparative Cost Analysis of Electricity Production from Different Power Stations", Organization for Energy Planning,(OECP), Information and Decision Support Center,(IDSC), and Egyptian Electricity Authority,(EEA), 1994.

6. Ottinger R. L., Wooley D. R., Robinson N. A., Hodas D.R., and Babb S. E., "Environmental Costs Of Electricity", Pace University Center for Environmental Legal Studies, Ocean Publications, Inc., New York, USA, 1991.

7. Mohamed N. El-Kordy, " Environmental Impact in the Evaluation of Using Renewable Energy Systems", Ph.D. Thesis Al-Azhar University, 1999.

Table 5: Cost factors and life cycle cost for different systems (cent/kWh).

System	Cost factors and life cycle cost (cent/kWh)					
	Capital cost (C)	Maintenance Cost (M)	Fuel cost(F)	External cost (X)	Total cost No external (LCC-X)	Total cost with external (LCC)
CSFO	0.5969	0.1371	0.8924	3.8328	1.5928	5.4256
CSNG	0.4974	0.1217	0.7843	1.0496	1.3804	2.43
GTDO	0.751	0.5124	1.6318	2.5829	2.8438	5.4266
GTNG	0.751	0.5124	1.2918	1.5047	2.5038	4.0085
CCNG	0.5333	0.2797	0.6977	0.8749	1.4807	2.3555
PV	13.3515	1.1817	0	0.1792	13.782	13.9612
WEC	1.6689	0.1865	0	0.0469	1.7616	1.8085

WEC) are expected to decrease considerably over time due to technology improvement and diffusion of such technologies. Two scenarios are assumed:

First Scenario :

* Increasing fuel escalation rate by 2% each 5 years.
* Decreasing capital cost of PV and WEC by 4% yearly.

Table 6 shows effect of increasing fuel escalation rate. These results illustrate cost development over time of conventional systems. Table 7 shows effect of decreasing capital cost of PV and WEC systems. These results show the impact of not including external costs on the competitive situation and market diffusion of PV with different conventional electricity generation systems. For all systems illustrated in Tables 6 and 7, the impact of not considering external costs can be pictured as a time delay of PV market penetration. The impact of using natural gas instead of oil products also delays PV energy market penetration. This is due to lower external costs of natural gas fired systems than that of oil fired systems, which in turn reduce LCC. Break even points according to this scenario are depicted as follows; for conventional steam-power generation systems, the break point of PV is expected at year 2010 when external costs are considered. For gas-turbine systems, it is almost at year 2010, while the combined cycle system is almost at year 2017. As for WEC, LCC is lower than all conventional systems, but it is limited by wind availability and storage units.

Table 6: Effect of increasing fuel escalation rate

System \ Year	Cost development over time (cent/kWh)				
	1997	2002	2007	2012	2017
CSFO	5.4256	5.6019	5.8392	6.1654	6.6232
CSNG	2.43	2.6047	2.8504	3.206	3.7357
GTDO	5.4266	5.7012	6.0536	6.5125	7.1188
GTNG	4.0085	4.2258	4.5048	4.8681	5.3482
CCNG	2.3555	2.4933	2.6789	2.9339	3.2918

Table 7: Effect of decreasing capital cost of PV and WEC

System \ Year	Cost development over time (cent/kWh)				
	1997	2002	2007	2012	2017
PV	13.9612	11.2909	8.6206	5.9503	3.28
WEC	1.8085	1.725	1.6416	1.5582	1.4747

Second Scenario:

* Constant fuel price, but increasing external costs by 4% yearly.
* Decreasing capital cost of PV and WEC by 4% yearly.

Table 8 shows effect of increasing external costs of conventional systems (LCC). Cost development over time increases with increasing external cost.

Table 8: Effect of increasing external costs.

System \ Year	Cost development over time (cent/kWh)				
	1997	2002	2007	2012	2017
CSFO	5.4256	6.1922	6.9588	7.7253	8.4919
CSNG	2.43	2.6399	2.8499	3.0598	3.2697
GTDO	5.4266	5.9432	6.4598	6.9764	7.4929
GTNG	4.0085	4.3095	4.6104	4.9113	5.2123
CCNG	2.3555	2.5305	2.7055	2.8804	3.0554

6. DISCUSSIONS AND ANALYSIS

From the results of the economic evaluation, PV has the highest cost (13.9612 cent/kWh), while WEC has the lowest cost (1.8085 cent/kWh). For conventional systems GTSO and CSFO have the higher cost (5.426 cent/kWh). This is due to the high- external costs due to petroleum product emissions. CCNG has the lower cost (2.3555 cent/kWh) due to its low capital cost, high thermal efficiency and low external cost of natural gas.

The external costs per generated kWh, shows that natural gas fired systems have lower values than that of petroleum products fired systems. The

and combined cycle) are predicted as shown in Table 3. These technologies represent the actual thermal electricity generation in Egypt. The results are considered without the use of pollution control equipment. The external cost per generated energy ($/kWh) for each plant is the value of the external cost per unit energy input multiplied by the heat rate of each plant. The external cost per delivered energy ($/kWh) is calculated assuming 15% marginal energy losses. The results show that externalities of oil fired systems are affected by Sulfur contents and particulate emissions. Heat rate is also considered the main factor in determining externalities of the different generation systems.

Table 3: External cost for different conventional technologies.

Technology / Cost	Conventional steam		Gas turbine		Combined cycle
	Fuel oil	Natural gas	Diesel oil	Natural gas	Natural gas
Total externality input ($/GJ)	4.35	1.27	2.18	1.27	1.27
Heat rate (kJ/kWh)	11000	11000	13850	13850	8600
External cost generated ($/kWh)	0.048	0.014	0.03	0.0180	0.011
External cost delivered *($/kWh)	0.055	0.016	0.0346	0.0202	0.0125

*Assuming 15% marginal energy loss

4.2.3 - Evaluation of External Costs of Renewable Systems

Photovoltaic and wind-energy conversion systems have no emissions during operational stage. Emissions are borne through non-operational stages of PV and WEC life cycle, [7]. External cost ($/kWh) of renewable systems is shown in Table 4.

Table 4-External cost ($/kWh) for renewable energy systems

Pollutant type	Externality ($/kg) Ref. [6]	Emissions (g/MWh)	
		PV	WEC
SO_x	5.666	126.124	19.575
NO_x	2.294	115.603	62.76
TSP	3.306	7.457	2.074
CO_2	0.018	68600	18060
External cost generated ($/kWh)		0.00224	0.00059
External cost delivered* ($/kWh)		0.002573	0.000674

* assuming 15% marginal energy loss

4.3 - Economical Evaluation Results

Data of life cycle cost factors, system characteristics (shown in Table 1) and the external costs due to the airborne emissions from Tables 3 and 4 are used to calculate the costs of kWh of electricity production from different generation technologies. The results of these computations are shown in Table 5. This table shows the four cost factors (capital cost C, operation and maintenance cost M, fuel cost F and external cost X), and the life cycle cost excluding and including external costs (LCC-X, and LCC respectively).

Examining the results indicates that when external costs are ignored, the life cycle cost (LCC-X) for conventional steam natural gas fired system has the lowest cost 1.3804 cent/kWh followed by combined cycle system 1.4807 cent/kWh. The highest cost is that of photovoltaic system, 13.782 cent/kWh, because of its high capital cost and limited yearly operating hours. For conventional systems gas turbine units have the highest cost of kWh 2.8438 and 2.5038 cent respectively for diesel oil and natural gas fired, respectively.

When the external costs are considered, the life cycle cost (LCC) shows that wind energy converter system has the lowest cost 1.8085 cent/kWh followed by the combined cycle system 2.3555 cent/kWh. Conventional steam-fuel oil fired and gas turbine diesel oil fired have the same cost 5.4256 and 5.4266 cent/kWh, respectively. Photovoltaic system still has the highest cost 13.9612 cent/kWh. Examining the external costs per generated kWh (X) in Table 5, shows that for conventional systems natural gas fired units have lower values than that of petroleum products fired units. The highest external cost is that for conventional steam fuel oil fired 3.8328 cent/kWh. The lowest external cost is that of combined cycle natural gas fired 0.8749 cent/kWh. For renewable systems PV and WEC, the external costs per kWh are very low, 0.1792 and 0.0469 cent/kWh, respectively. These costs are due to airborne emissions through the life cycle of renewable systems, [7].

5. COMPETITIVE SITUATION AND MARKET DIFFUSION OF RENEWABLES

The impact of considering external costs on the competitive position of PV and WEC are examined. Costs of conventional systems are expected to increase with time as a result of resource depletion or tightening pollution standards. On the other hand, the costs of renewable systems (PV and

evaluation. Future sums of money must be discounted because of the inherent risk of future events not turning out as planned. The present worth method is considered as the suitable tool to compare between the different alternatives.

4.1 - Economic Boundary Conditions and Input Data

The essential data and system characteristics necessary for life cycle cost evaluation are shown in Table 1, [5]. The parameters and data required are as follows:

Electricity generation technologies:

Thermal-electricity power stations are steam turbine, gas turbine and combined cycle. The fuel used is either petroleum product as heavy fuel oil (FO), light Diesel oil (DO), and natural gas (NG). The different technologies in this study and the suggested abbreviations that are used in the analysis are as follows:

Conventional steam fuel oil fired	CSFO
Conventional steam natural gas fired	CSNG
Gas turbine diesel oil fired	GTDO
Gas turbine natural gas fired	GTNG
Combined cycle natural gas fired	CCNG
Photovoltaic	PV
Wind energy converter	WEC

Economic parameters:

Real discount rate of capital cost	12%
General inflation rate	4%
Real escalation rate of variable O&M cost	1%
Real discount rate of external cost	3%
Salvage value of original cost	15%

4.2 - External Costs

Emissions from electric power plants are generally evaluated based on the plant specifications. However, it is difficult to estimate a "typical" set of emissions for any resource type. Emissions depend on several factors; other than the plant type. These factors include: age and type of the plant, fuel type, grade, sulfur contents, installed emissions control technology, plant operation, including heat rate, combustion temperature, and steam or limestone injection. Emissions from photovoltaic and wind-energy conversion systems through their life cycles depend mainly on the country heat and power mix, and energy combustion pattern in different sectors.

Table 1: Essential data and system characteristics used in life cycle cost calculations for different systems [5].

System characteristics and cost items	Electricity generation technology						
	CSFO	CSNG	GTDO	GTNG	CCNG	PV	WEC
Installed capacity (MW)	315	315	100	100	450	3.3	11.25
Specific investment ($/kW)	1000	1000	450	450	800	10000	1250
Variable O & M cost ($/MWh)	1.3	1.3	5	5	4	12	3
Fixed O & M cost ($/kW/yr.)	11	11	14	14	12	40	3
Fuel cost per unit energy input ($/kJ)	0.019	0.019	0.024	0.019	0.019	--	--
Yearly generation hours (h/yr.)	6700	6700	3000	3000	6000	3000	3000
Life time (yr.)	30	30	20	20	25	25	25
Heat rate (kJ/kWh)	11000	11000	13850	13850	8600	--	--

4.2.1 - Evaluation of Pollutant Environmental Costs for Different Fuel Types

To assess the externalities of pollutants during energy generation, the reports reviewed estimate the following values, in dollars per kg of emissions: \$ 5.666/kg SO_x, \$ 2.293/kg NO_x, \$ 3.306/kg particulate and \$ 0.018/kg CO_2. Primarily the estimated health effects, material damage and other environmental consequences influence these values. These values provide a good starting point for further evaluation. Table 2 shows values of external costs of the considered pollutants output from fuel oil, solar oil and natural gas. These values of emission factors are taken from Ref. [6].

Table 2: External cost for fuel oil, solar oil and natural gas.

Pollutants	Externality ($/kg)	Emission Factor (kg/GJ)		
		Fuel oil	Diesel oil	Natural gas
SO_x	5.666	0.4643	0.0688	0.0003
NO_x	2.293	0.1234	0.2141	0.1806
Particulate	3.306	0.0387	0.0155	0.0013
CO_2	0.018	72.6620	69.2224	47.2948
Total Externality ($/GJ) input		4.35	2.18	1.27

4.2.2-Evaluation of External Costs of Conventional Plant Types

The externality values of two oil fired technologies (steam and gas turbines), and three natural gas fired technologies (steam, gas turbine

There is an increasing interest in using renewable energy systems in Egypt, due to the growing awareness of environmental pollution. Solar radiation is highly available over all the Egyptian territories. The average annual total radiation varies between 1900-2600 kWh/m^2/year in Northern to Southern Egypt. The direct normal solar radiation reaches 1970-3200 kWh/m^2/year with low levels of cloud covers, [3]. Egypt also enjoys sites with high and moderate wind resources particularly at the Gulf of Suez where the annual average wind speed reaches up to ~ 8.5 m/sec. The Southern/Western Desert Owienat Area is another promising area with an average wind speed of about 7 m/sec, [4].

3. COST ANALYSIS OF ELECTRICITY GENERATION SYSTEMS

There are several reasons to use life cycle cost (LCC) analysis rather than simply to compare the initial cost of each supply option. Capital cost (equipment and installation expenses) is one of many cost components. Power systems also require varying amounts of maintenance, repair, and fuel costs. The external costs due to environmental consequences also differ greatly especially when comparing conventional and renewable systems. As an example, photovoltaic system may have a higher initial cost than gas turbines, but it requires no fuel, and much less maintenance or other external costs. Life cycle cost (LCC) analysis is used to analyze electricity generation systems. LCC analysis allows the evaluation of all the costs associated with installing and operating any power system over its life time, thus giving a realistic allowing a reasonable comparison of different power sources. LCC analysis permits the study of the impact of changing economic variables, such as interest or inflation rates and escalation rates.

3.1 - Life Cycle Cost Technique

The life cycle cost can be represented by:

$$LCC = C_{pw} + M_{pw} + F_{pw} + X_{pw} - S_{pw} \qquad (1)$$

where: pw is a subscript indicating the present worth of each factor.

C = The capital cost includes: the initial capital expense for equipment, system design, system engineering, and installation. This cost is considered as a single payment occurring in the initial year of the project, regardless of how the project is financed.

M = Operation and maintenance cost is figured as the sum of yearly scheduled maintenance and operation costs. It includes salaries for operation, inspections, and insurance.

F = The fuel cost is the sum of the yearly fuel costs. Differential fuel inflation may be considered.

X = The external costs including damage prevention, or damage cost, if occurred.

S = The salvage value of a system is its net worth in the final year of the lifetime period (15%original cost).

Using the four cost factors and the final salvage value, the life-cycle cost can be calculated for each type of power generation systems.

3.2 - Life Cycle Cost Calculations

Future costs must be discounted because of the time value of money. The following equations are used to calculate the present value.

i) Single present worth factors:

The formula for the single present worth (P_s) of a future sum of money (F) in a given year (n) at a given discount rate (i) is given by:

$$P_s = F / (1 + i)^n \qquad (2)$$

This equation is used to calculate the discounted cost expected to occur in a specific year.

ii) Uniform present worth factors:

The formula for the uniform present worth (P_u) of an annual sum (A) received over a time period (n years) at a given discount rate (i) is:

$$P_u = A\,[1 \quad (1 + i)^{-n} / i] \qquad (3)$$

This equation is used to calculate the discounted annually recurring costs.

4. ECONOMIC EVALUATION

Evaluation of the economics of energy systems strongly depends on the four cost factors; capital cost, maintenance cost, fuel cost and external cost, when considered. Fuel and external costs are sensitive to fuel type and efficiency of the used system. Economic parameters such as discount, inflation and escalation rates, deeply affect the

ECONOMICAL EVALUATION OF ELECTRICITY GENERATION CONSIDERING EXTERNALITIES

By
Dr. M. N. EL-Kordy*, Dr. M. A. Badr*,+, Dr. K. A. Abed*, and Dr. Said M. A. Ibrahim**

ABSTRACT

The economics of renewable energy are the largest barrier to renewable penetration. Nevertheless, the strong desire to reduce environmental emissions is considered a great support for renewable energy sources. In this paper, a full analysis for the cost of the kWh of electricity generated from different systems actually used in Egypt is presented. Also renewable energy systems are proposed and their costs are analyzed. The analysis considers the external cost of emissions from different generating systems. A proposed large scale PV plant of 3.3 MW, and a wind farm 11.25 MW grid connected at different sites are investigated. A life cycle cost analysis for each system was performed using the present value criterion. The comparison results showed that wind energy generation has the lowest cost, followed by combined cycle natural gas fired system. Photovoltaic system is still comparatively an expensive technology for electricity generation, even when external costs are considered; the capital cost of photovoltaic needs to be reduced by about 60% in order to be economically competitive.

KEYWORDS: Environmental Impact, Energy Cost, Externality Cost, Life Cycle Analysis, Renewable Energy.

1. INTRODUCTION

The contribution of fossil fuels (oil and natural gas) to the electricity production in Egypt accounts for about 79 % of the total production, while 21 % is the share of hydropower. The electricity demand is expected to grow rapidly to meet the large requirements of future projects. The peak load in 1995/1996 was 8491 MW; studies showed that there was an additional need of annual electricity generating capacity around 1000 MW/ yr. up to 2017[1]. The peak load is expected to reach 27500 MW by 2017.

However, the price of electricity in Egypt, as in many other countries, ignores any external economical effects. The external costs, as defined by [2] are the costs of the impacts caused to the environment due to the pollutants emitted from the specified technology. It is expected that the environmental impacts and damages will be approximately proportional to the emissions produced by electricity generation. The significant contributors from fossil fuels to these damages are Sulfur Oxides (SO_x), Nitrogen Oxides (NO_x), total suspended particulate (TSP) and Carbon Dioxide (CO_2). The present investigation aims to determine the airborne emissions from the different thermal generation technologies used in Egypt. The determination of external costs due to these emissions in order to specify the cost of kWh and compare it with the cost of kWh from renewable energy systems (wind and PV) is another aim.

2. ELECTRIC POWER SYSTEMS

Various technologies are currently available can-didates for expanding electrical generating systems. The most common generating technologies, other than conventional, are: solar (photovoltaic and solar thermal), and wind energy converters (WECS). The technologies actually used in generating electricity in Egypt are:

* Oil and gas-fired power plants.
* Gas turbine power plants.
* Combined-cycle power plants.
* Hydro - electric power plants.

* Mechanical Engineering Department, National Research Center, Dokki, Giza 12311, Egypt
** Mechanical Engineering Department, Faculty of Engineering, Al-Azhar University, Nasr City, Cairo, Egypt.
+Author for correspondence; Fax: (202) 3370931

7. REFERENCES

1- Latimer, R.J, "Off-design Performance of Gas Turbine", VKI Lecture Series 1978.

2- Ainley, D.G. and Mathieson, G.C.R. , "A Method of Performance Estimation for Axial Flow Turbines", British ARC, R&M 2974, 1951.

3- Mukhtarov, M. Kh. And Krichakin, V.I., "Procedure of Estimating Flow Section Losses in Axial Flow Turbines when Calculating their Characteristics"; Teploenergetika, 1969, 16(7).

4- Moustapha, S.H., Kacker, S.C. and Tremblay, B., "An Improved Incidence Losses Predication Method for Turbine Airfoils"; ASME Paper 89- GT-284, 1989.

5- Stodola, A., "Steam and Gas Turbines", Springer Verlag, Berlin, 1927, Reprinted by Peter Smith, New York, 1945.

6- Flugel, "Die Dampfturbinen", J.A. Barth, Leipzig, 1931.

7- Dunham, J. and Came, P.M. , "Improvements to the Ainley and Mathieson Method of Turbine Performance Predication", ASME Journal of Engineering for Power, July 1970.

8- Kacker, S.C., and Okapuu, U., " A Mean Line Predication Method for Axial Flow Turbine Efficiency", ASME Journal of Engineering for Power, January 1982.

9- Abed, K. A., Miller, A. and Lewandowski, J., "Performance Characteristics of Impulse Type Turbine Stages Groups", The Archive of Mechanical Engineering, Warsaw, PL ISSN 0004-0738, Vol. XLII, pp. 211-231, 1995.

10- Abed, K. A., "Off-design Performance Characteristics of Turbine Stages Groups", Ph.D. Thesis , Warsaw University of Technology ,1991

11- Bammert, K. and Brutt, P., "Berechnung und Messung der Kennfelder von Mehrstufigen Axialturbinen", VDI-VERLAG, Dusseldorf, 1967.

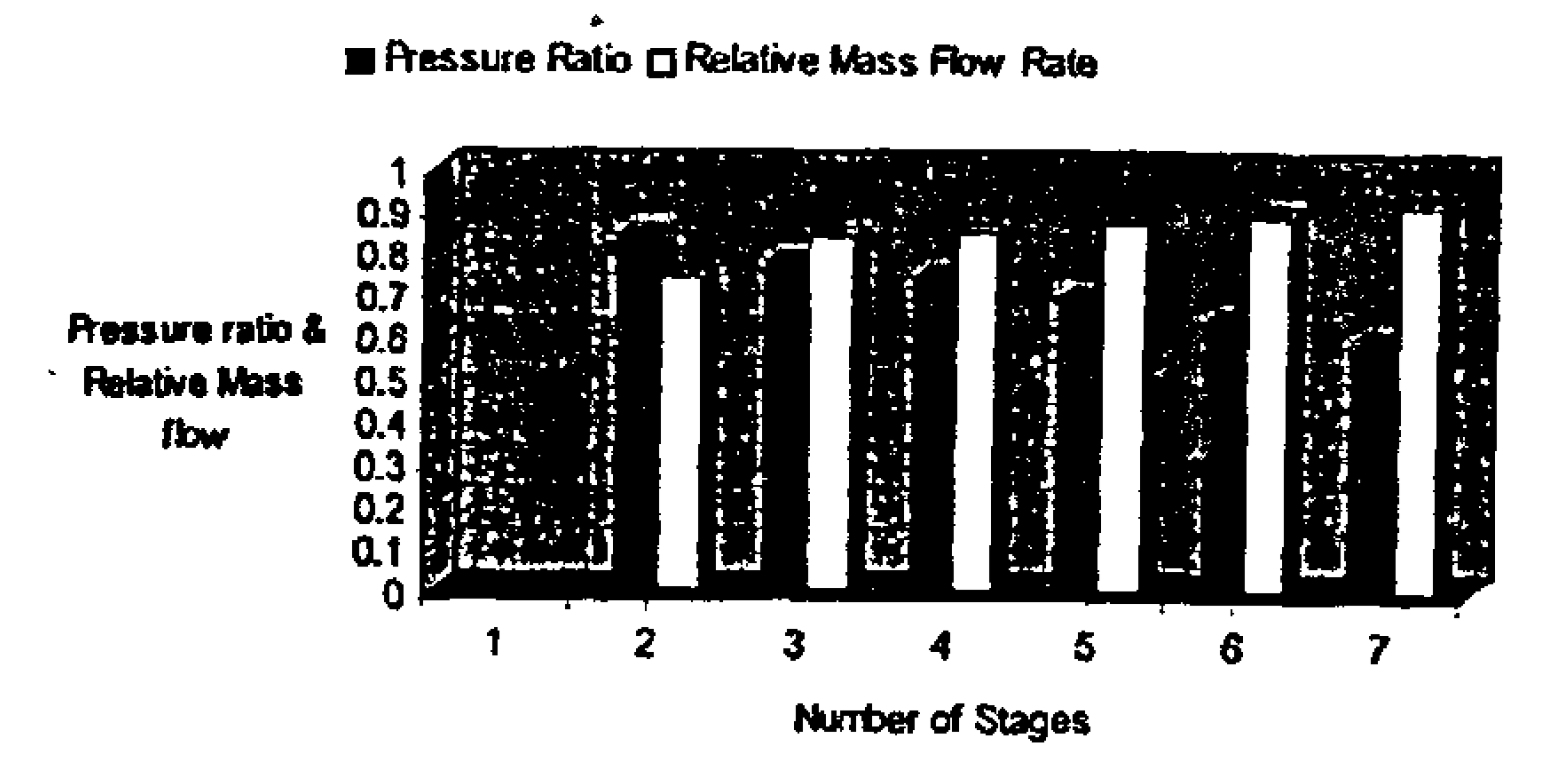


Fig. 14 Flow capacity of the investigated groups

6. CONCLUSION

Most of the turbines are required to spend considerable time operating at conditions away from the design point of the engine. Knowledge of the off-design performance and the parameters affecting the losses is important to improve components matching and durability, and to properly evaluate the growth capability of an existing turbine. In the present work, the well known method of Ainley-Mathieson was updated and computerized. The flow capacity of axial flow reaction turbine stages groups was investigated taking into account influence of rotational speed and pressure ratio changes. For the investigated groups, variations of the rotational speed are accompanied by changes in mass flow rate and mass flow rate decreases with increasing rotational speed and pressure ratio. For each group of stages there is a pressure ratio, at which there is no influence of changing rotational speed on flow capacity. If the pressure ratio increases more this value, mass flow rate increases with decreasing rotational speed.

Also, relative mass flow rate increases with decreasing pressure ratio and number of stages in the group. At operating conditions where there is no effect of changing rotational speed, pressure ratio decreases and relative mass flow rate increases with increasing number of stages in the group.

NOMENCLATURE

A	Gas flow area measured normal to flow direction [m^2]
A_n	Annulus area [m^2]
C	Blade chord [m]
C_L	Lift coefficient based on vector mean velocity
h	Annulus height
i	Incidence angle of flow on to a blade row, given by difference between gas flow angle relative to blade inlet and blade inlet angle
i_s	Stalling incidence
C_p	Specific heat at constant pressure
M	Mach number
m	Gas mass flow rate [kg/sec]
N	Rotational speed [rpm]
$\overline{N}$	Relative rotational speed = rotational speed / nominal rotational speed
P	Total pressure [bar]
P_s	Static pressure [bar]
Q	Mass flow rate indicator [$m\sqrt{T}/AP$]
R	Gas constant
R_e	Reynolds number
T	Total gas temperature [deg K]
T_s	Static gas temperature [deg K]
S	Blade pitch
ΔT	Gas total temperature drop across turbine stage [deg C]
$\Delta T_{isen.}$	Isentropic gas total temperature drop across turbine stage [deg C]
u	Rotor blade speed at reference diameter [m/sec]
V	Gas velocity [m/sec]
V_a	Axial component of gas velocity [m/sec]
V_u	Whirl component of gas velocity [m/sec]
Y_p	Profile loss coefficient
Y_s	Secondary loss coefficient
Y_k	Clearance loss coefficient
Y_t	Total loss coefficient
α	Gas flow angle
β	Blade angle
γ	Ratio of specific heats
η_{is}	Isentropic total head efficiency
ρ	Gas density [kg/m^3]
ω	Mean loss of total pressure through a blade row due to friction, flow separation, etc.
π	Pressure ratio = P_o / P_i

SUFFICES

- i Inlet to first stator row of a turbine
- o Outlet from a stator row
- 1 Relative to a stator row at inlet to the row
- 2 Relative to a rotor row at outlet from the row
- 3 Inlet to the stator row
- max Maximum condition
- crit. Critical condition

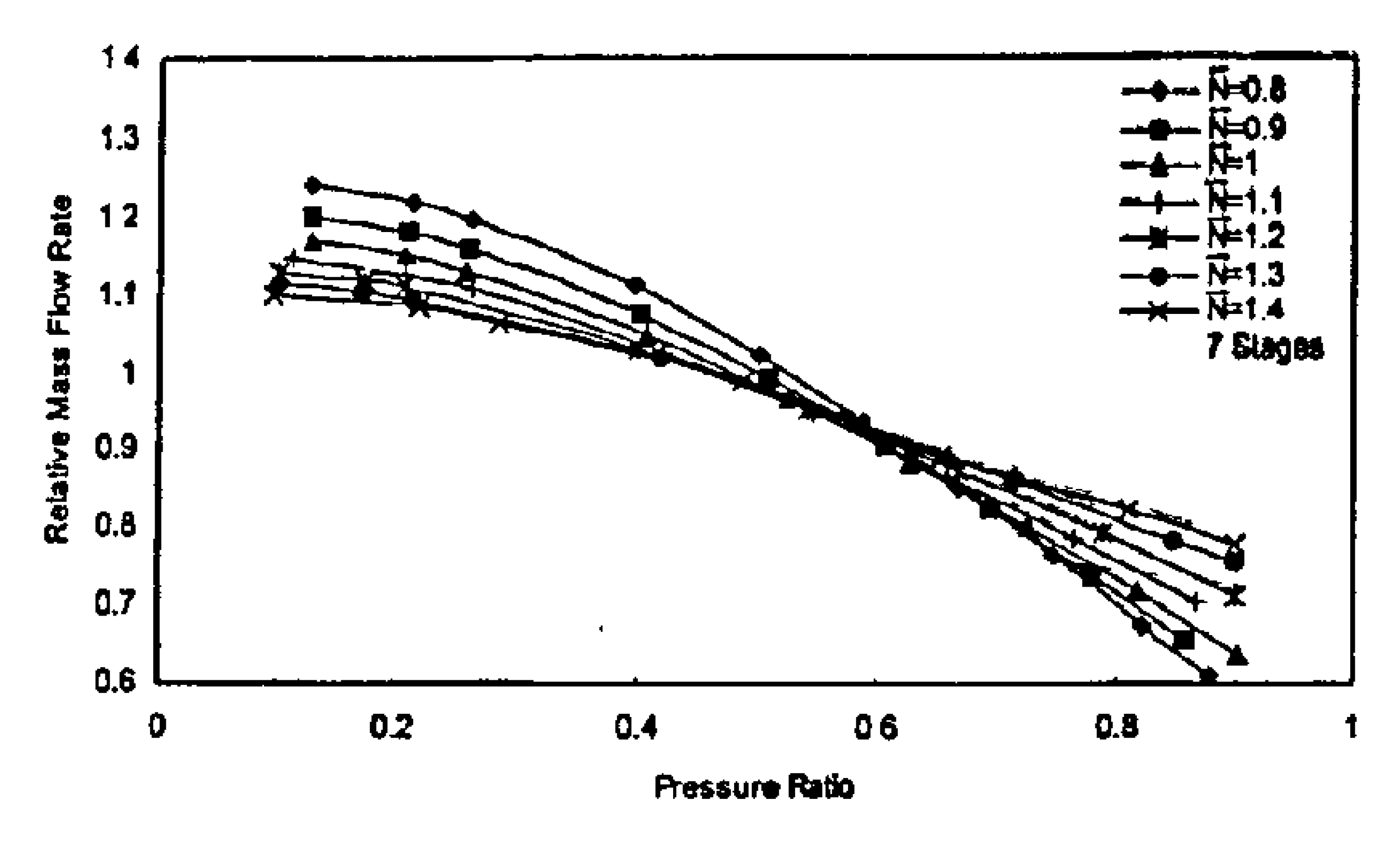


Fig. 6- Flow capacity characteristics of seven stages group

Figures 7, 8, 9, 10, 11, 12, and 13 illustrate the relation between relative mass flow rate and pressure ratio for the investigated stages groups at different values of relative rotational speed. From these figures, it is clear that; relative mass flow rate increases with decreasing pressure ratio and number of stages in the group. Figure 14 shows, the relation between relative mass flow rate and pressure ratio versus number of stages at operating conditions where there is; no effect of changing rotational speed. From this figure, it is clear that, pressure ratio decreases and relative mass flow rate increases with increasing number of stages in the group.

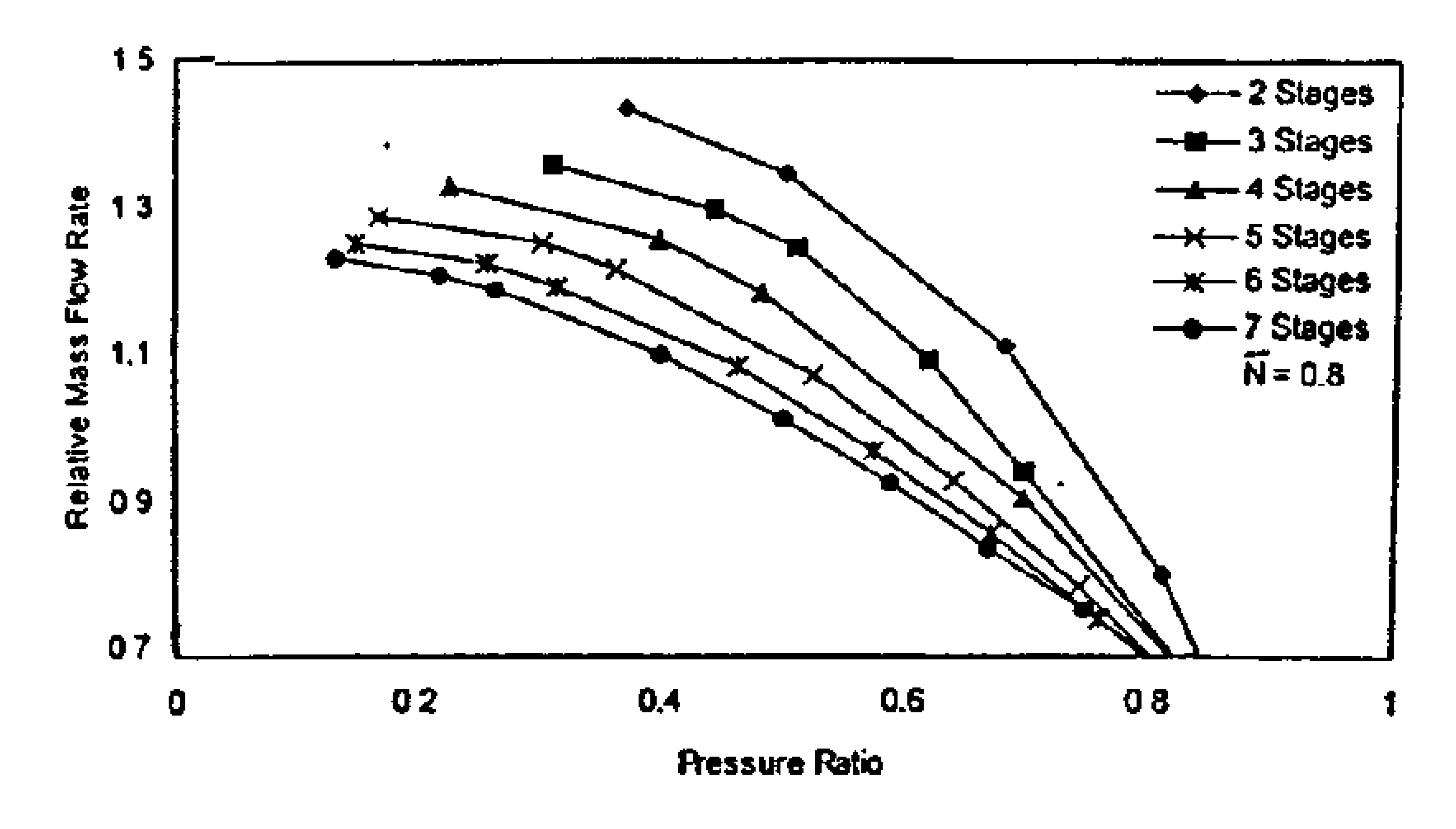


Fig. 7- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 0.8$

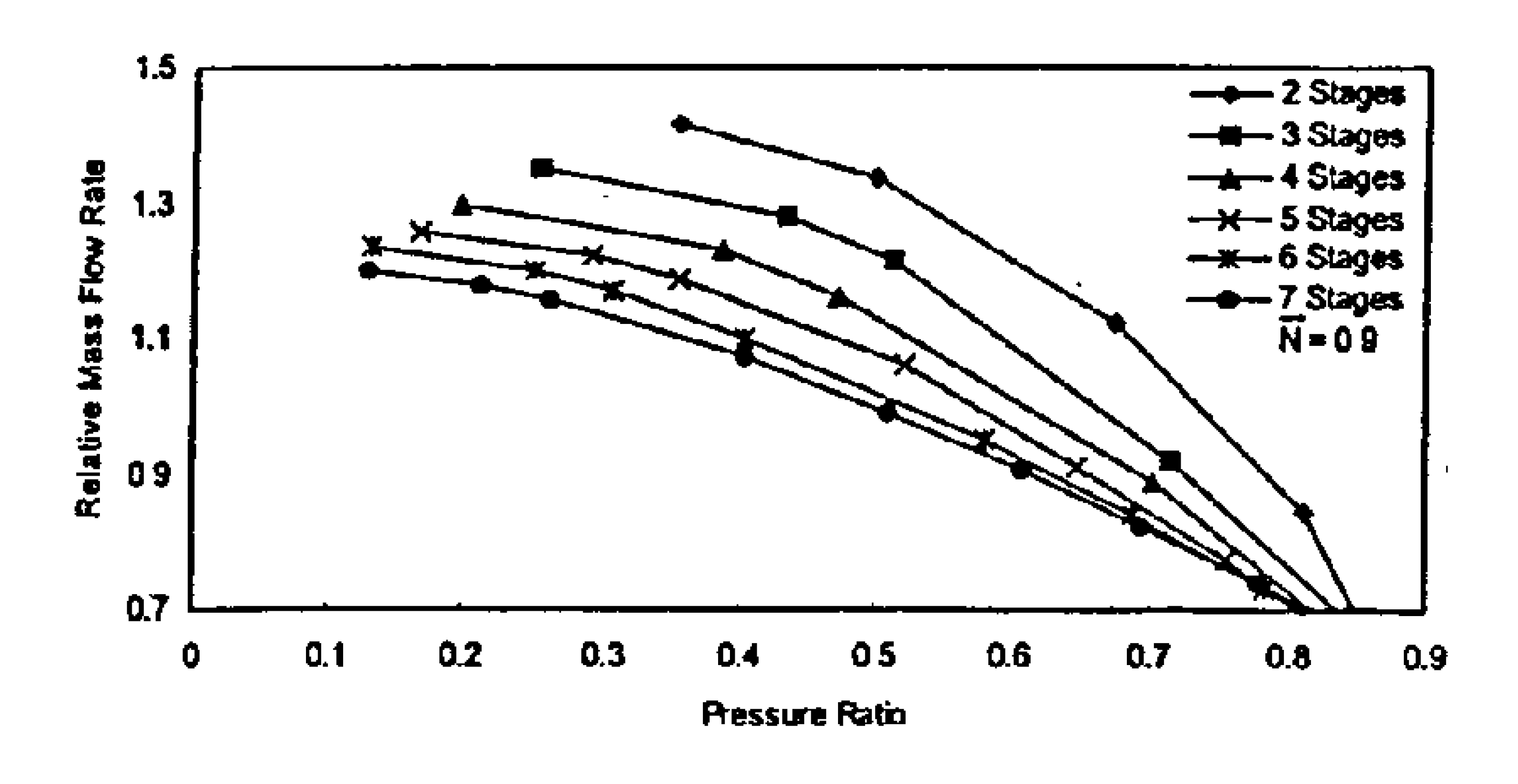


Fig. 8- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 0.9$

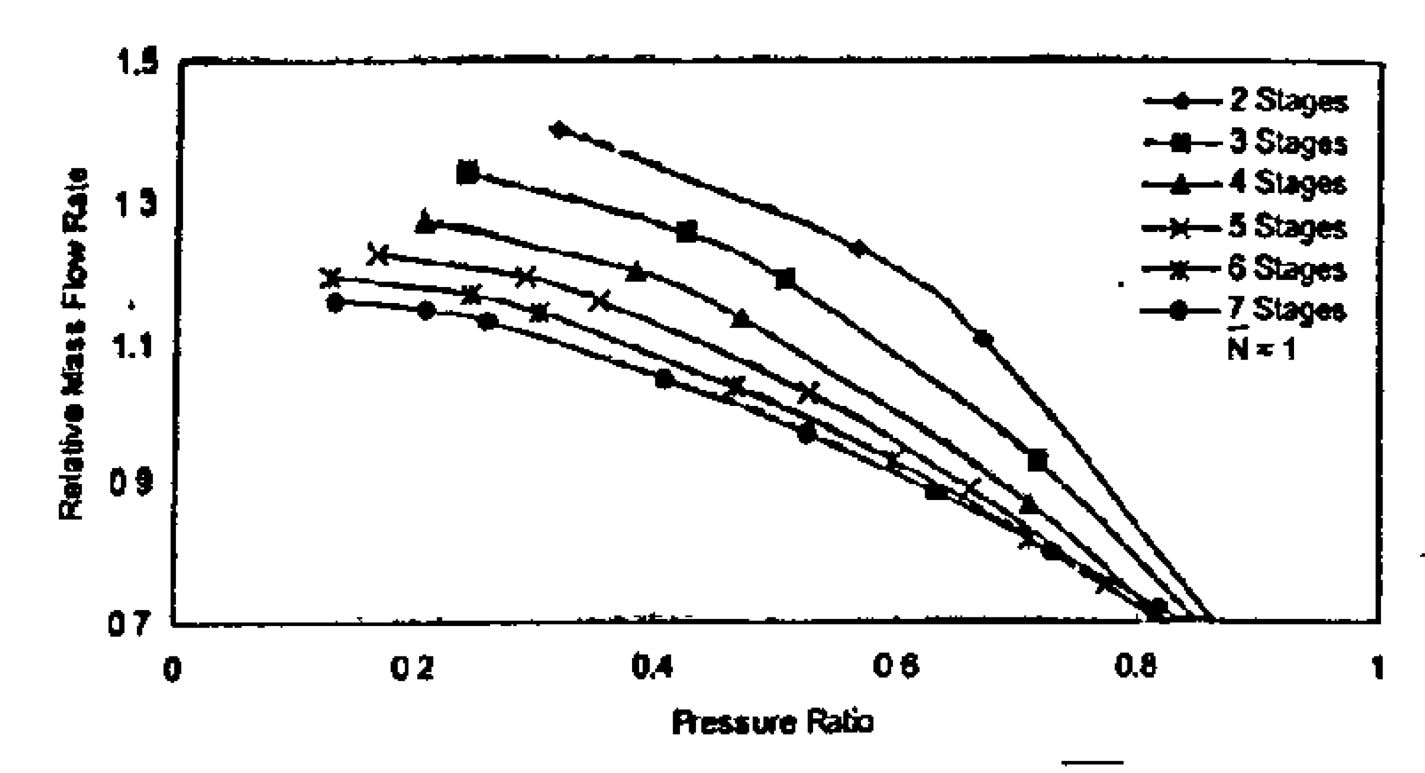


Fig. 9- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 1.0$

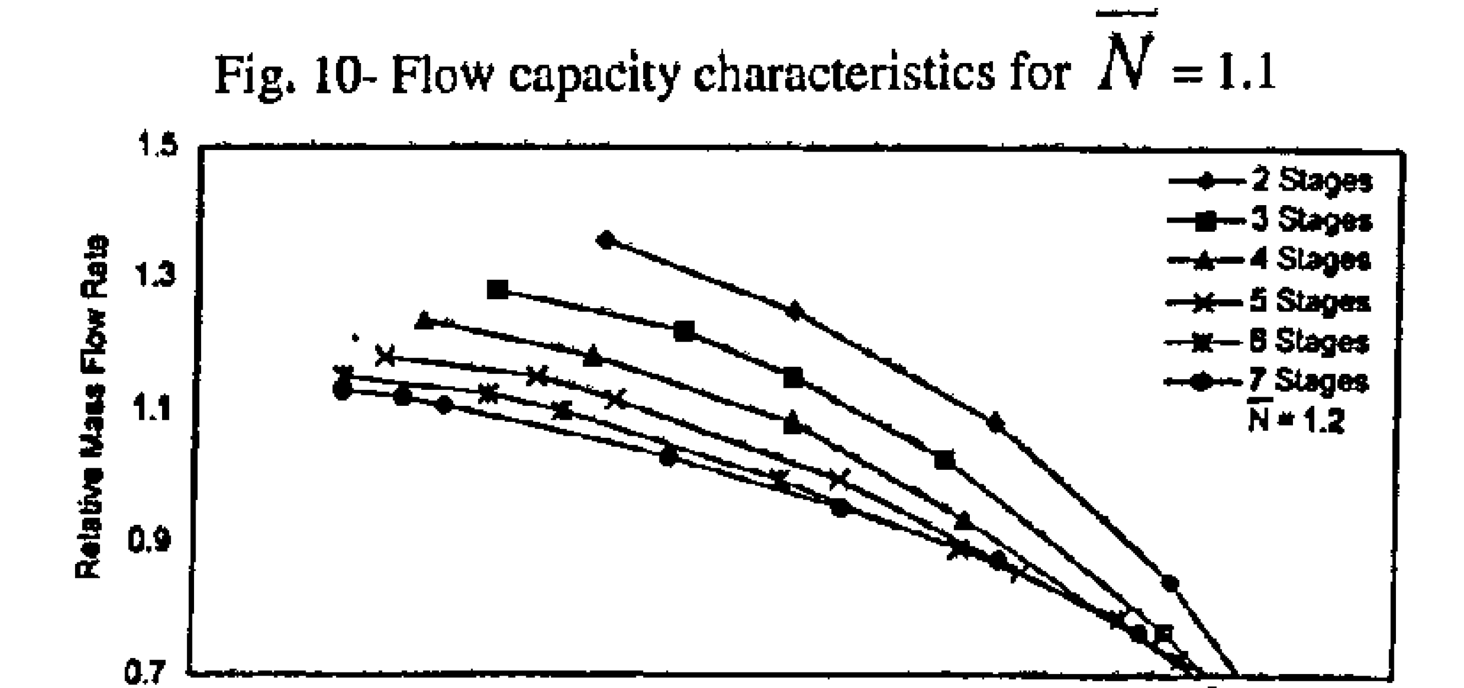


Fig. 10- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 1.1$

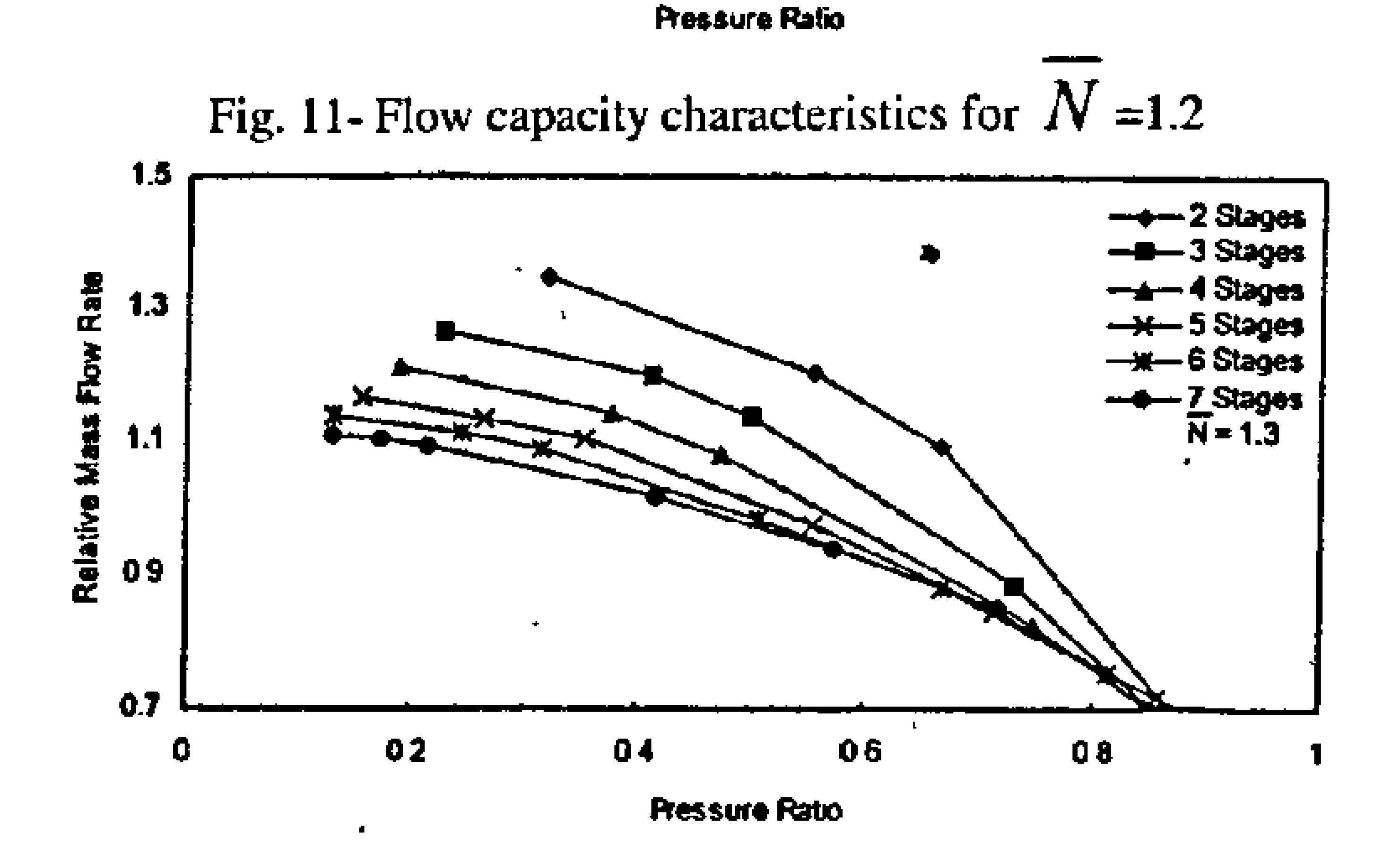


Fig. 11- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 1.2$

Fig. 12- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 1.3$

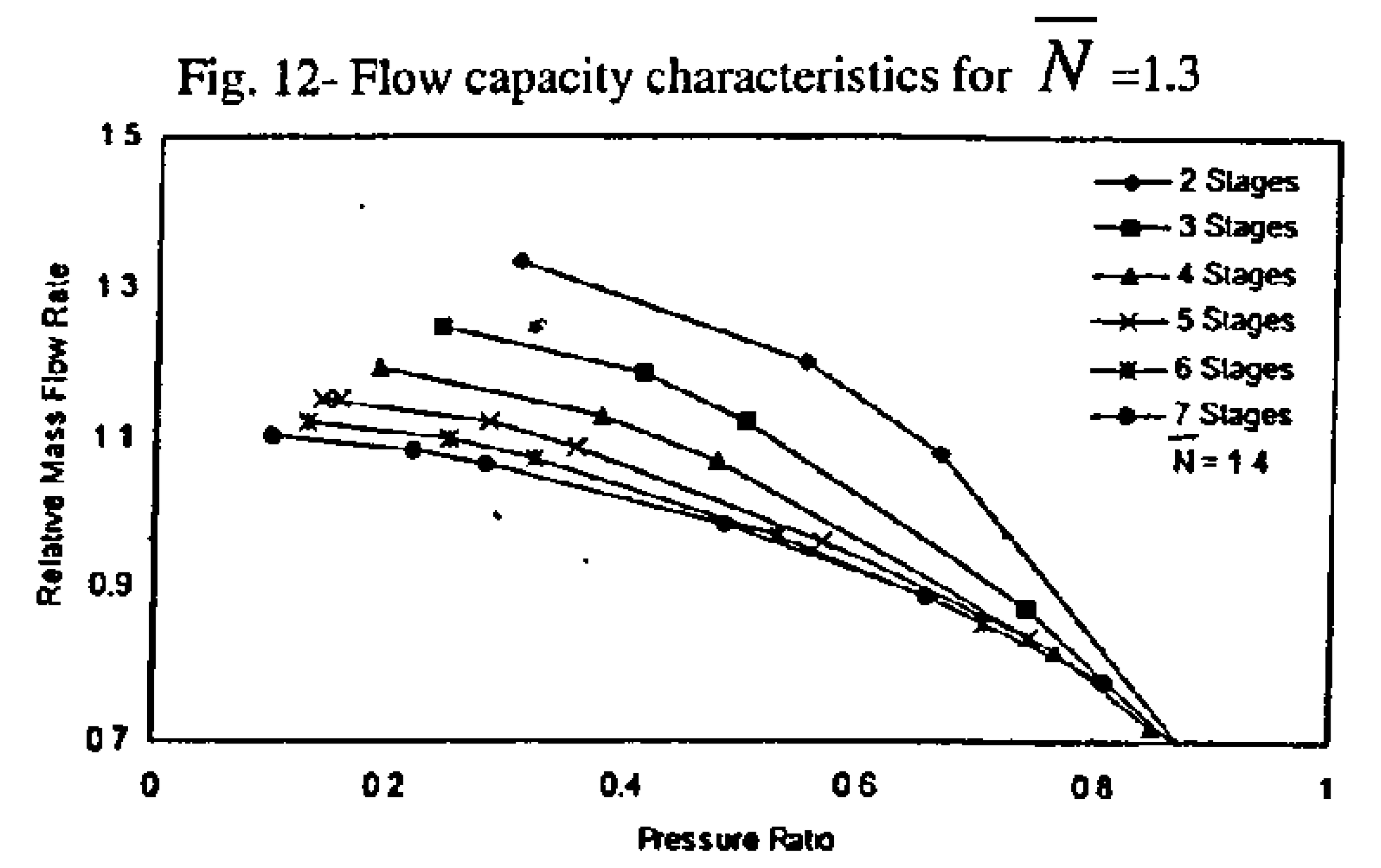


Fig. 13- Flow capacity characteristics for $\overline{N} = 1.4$

- Inlet temperature = 458 K
- Inlet total pressure = 4.22 bar
- Total pressure ratio = 0.256
- Degree of reaction = 50%
- Hub diameter of the group = 270 mm
- Maximum blade length of the rotor blade = 135 mm
- Maximum blade length of the stator blade = 125 mm
- Rotational speed = 4000 7000 rpm
- Nominal rotational speed = 5000 rpm

The accuracy of the calculation algorithm, which is the basis of the developed simulation model of reaction type turbine stage group, is needed to be proved and confirmed. The model was tested, and the calculation results were compared to those from measurements on experimental turbine. The obtained test results allow us to regard the developed simulation model as an effective research instrument.

5. SIMULATION RESULTS OF THE FLOW CAPACITY

Using the described simulation code, and the data of stages group based on Karl Bammert work, two - dimensional fields of characteristics of the groups consists of 2, 3, 4, 5, 6, and 7 stages were determined in a wide range of variable operating conditions. This very large set of data and information was subjected to various tests and analyses, in an attempt to find more general properties of flow capacity.

Typical group flow capacity characteristics, taking the effect of changing rotational speed into account are shown in Figs. 1, 2, 3, 4, 5, and 6. In these figures influence of changing rotational speed on the mass flow rate of 2, 3, 4, 5, 6, and 7 stages groups as a function of pressure ratio is presented. From these figures, it is seen that, variations of the rotational speed are accompanied by changes in mass flow rate and mass flow rate decreases with increasing rotational speed and pressure ratio. The same property is observed for all the investigated groups. For each group, there is a value of pressure ratio, at which there is no influence of changing rotational speed on flow capacity. If the pressure ratio increases above this value, mass flow rate increases with decreasing rotational speed.

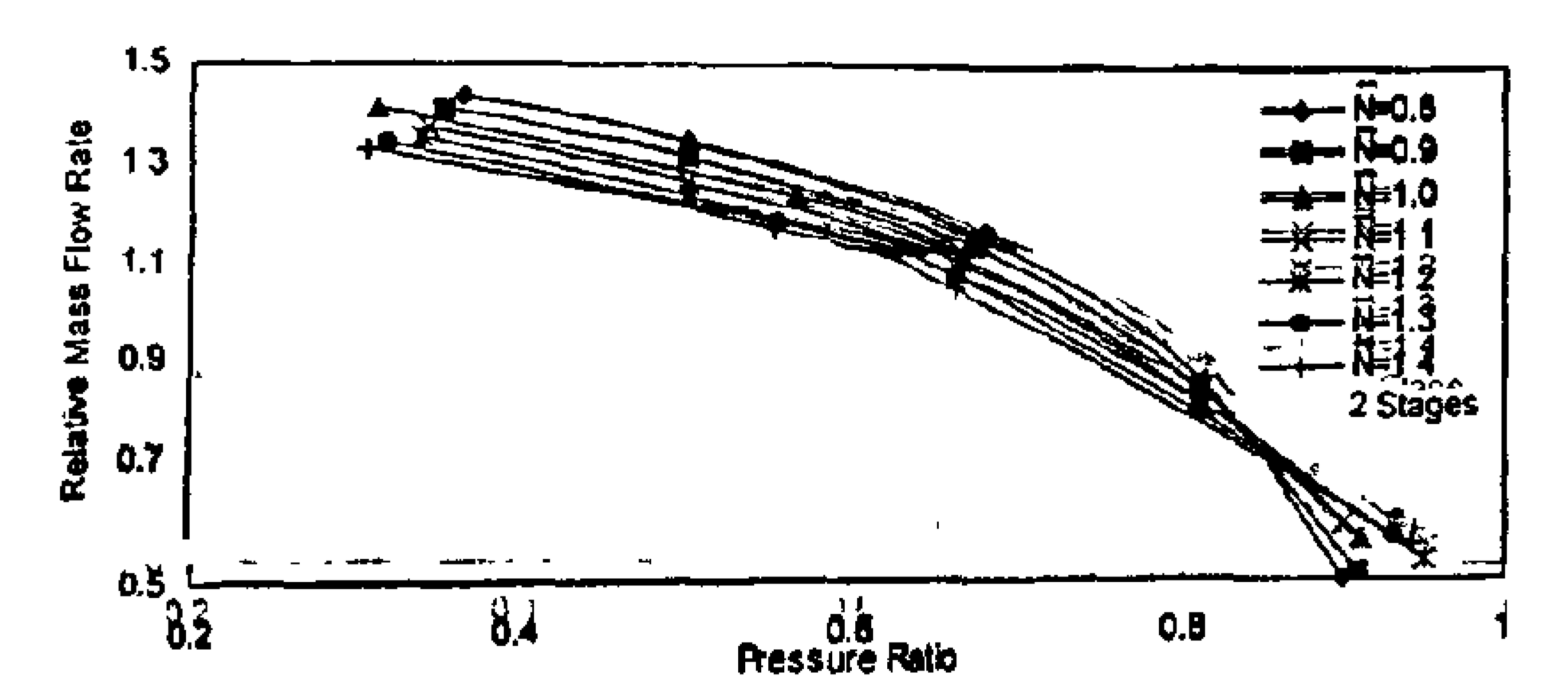


Fig. 1- Flow capacity characteristics two stages group

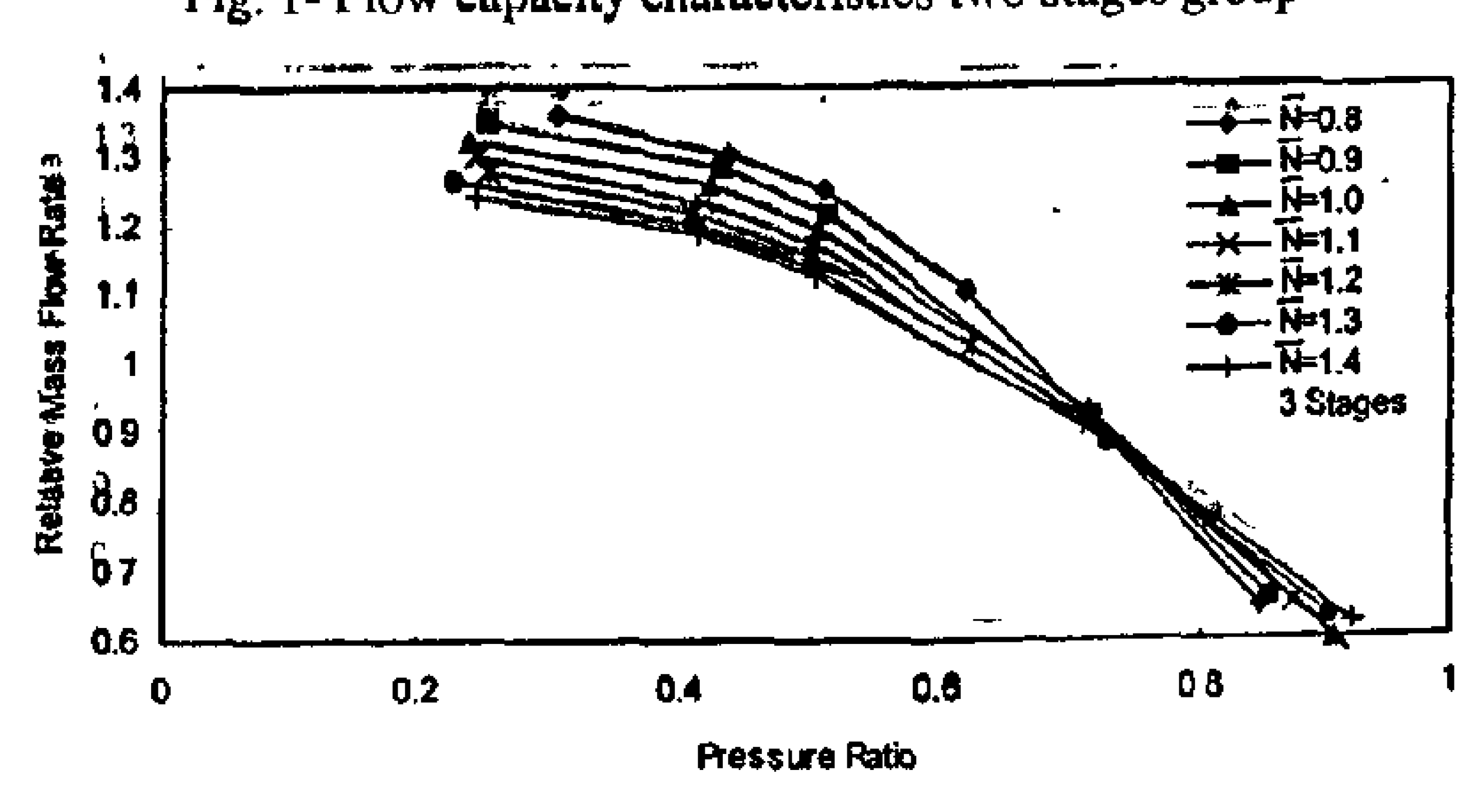


Fig. 2- Flow capacity characteristics of three stages group

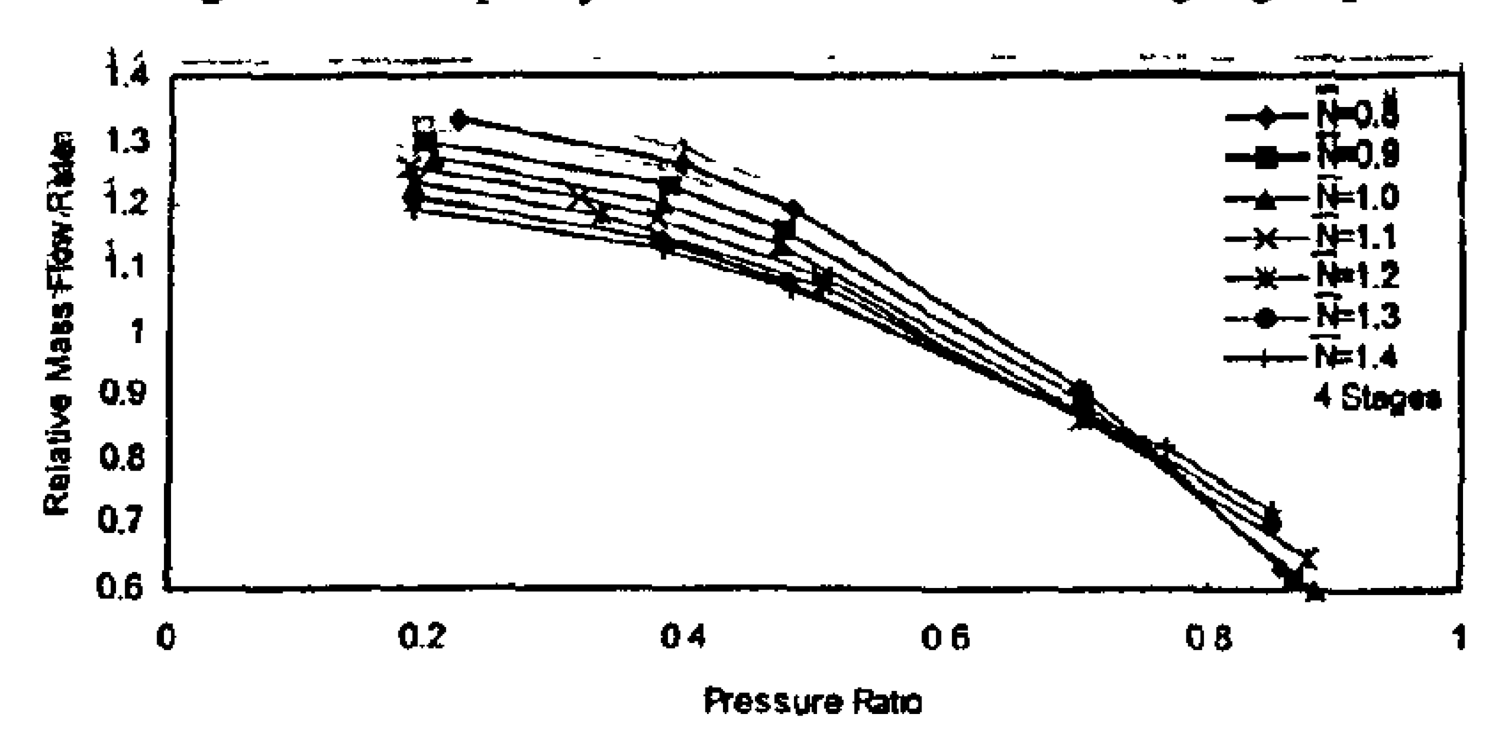


Fig. 3- Flow capacity characteristics of four stages group

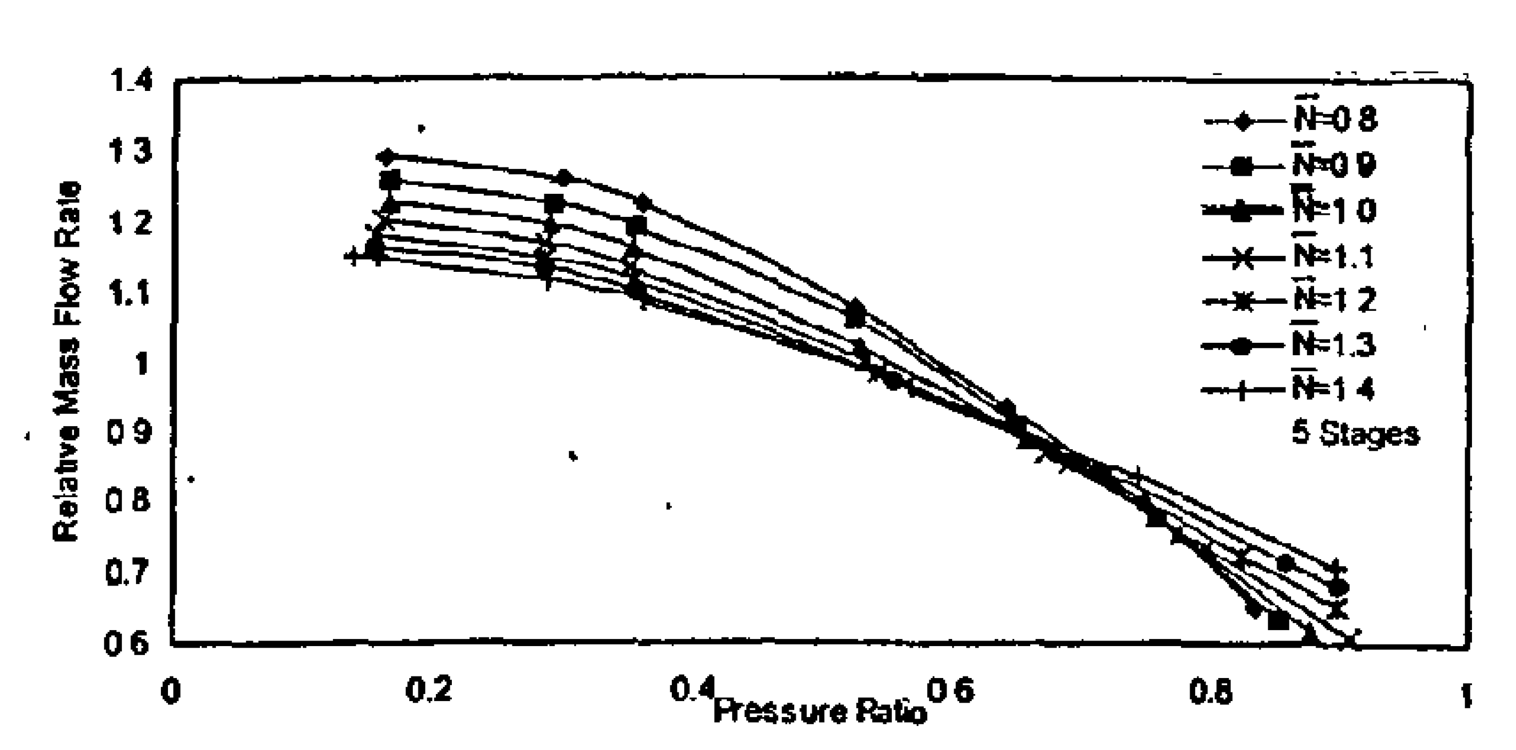


Fig. 4- Flow capacity characteristics of five stages group

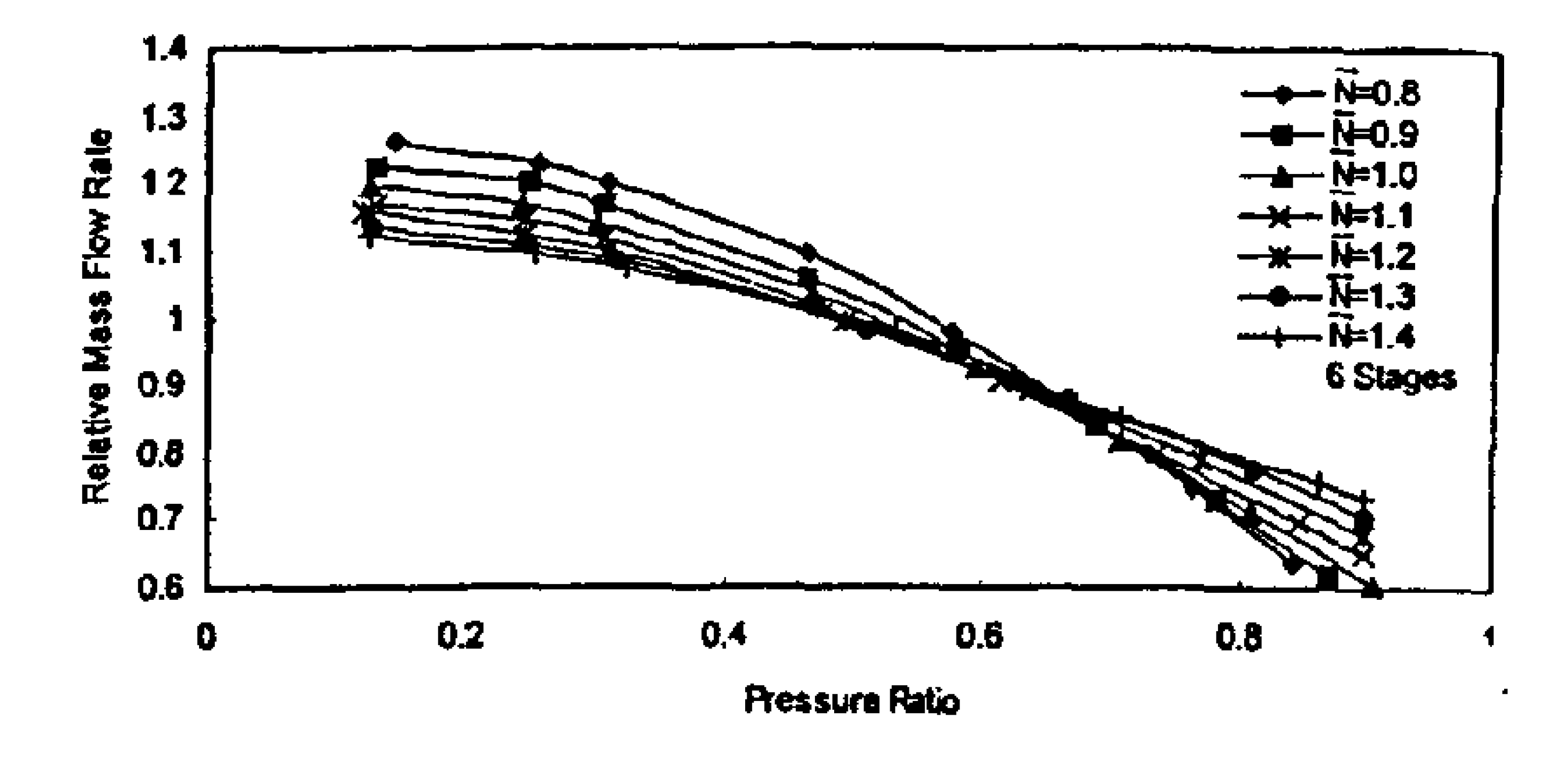


Fig. 5- Flow capacity characteristics of six stages group

- The values of Mo and V_o / $\sqrt{T}$ may be calculated from the value of $(Q\sqrt{T_o} / A_o P_o)$.
- The outlet conditions are determined. If the calculated value of α_o corresponding to the value of M_o differs from the initially assumed value by more than about 0.1 degree then process should be repeated using a second approximation to α_o.

After knowing the exit velocity and flow angle from the stator row and the blade speed being known, the gas conditions relative to the inlet of the rotor may be determined as following:

- Axial component of gas velocity at rotor inlet row (V_{a1}):

$$V_{\alpha 1} = V_o \cos \alpha_o \qquad (7)$$

- Gas flow angle at rotor inlet row (α_1):

$$\alpha_1 = \tan^{-1}(u / V_{a1}) - \tan \alpha_o \qquad (8)$$

- The energy equation gives:

$$T = T_s + V^2 / 2 C_p \qquad (9)$$

- From equations (7) and (8) the gas inlet angle to the rotor row (α_1) may be found and hence also the incidence angle. From equation (9) and from the fact that the static temperature at exit from stator is equal to the static temperature at the rotor entry (i.e., $T_{so} = T_{s1}$).

- The total-head temperature relative to the rotor inlet (T_1) may be found. Thus:

$$T_o \quad T_1 = (V_o^2 - V_1^2) / 2 C_p$$

$$= V_o^2 (1 \quad [\cos^2 \alpha_o / \cos^2 \alpha_1]) / 2C_p \qquad (10)$$

- The total pressure relative to the rotor inlet (P_1) may be deduced from:

$$P_1/P_o = (T_1/T_o)^{\gamma / \gamma - 1}$$

$$= \{1 \quad [(T_o \quad T_1) / T_o]\}^{\gamma / \gamma - 1} \qquad (11)$$

- Thus the values of P_1, T_1, α_1 and incidence angle are determined and from the incidence angle the rotor loss coefficient may be found. Since the flow is followed through the rotor along an axial line (i.e., at constant diameter), and since it is assumed that no heat is transferred to or from the blades, there is no change of gas total temperature relative to the row, i.e., $T_2 = T_1$.

Knowing the flow conditions relative to the rotor inlet the flow conditions relative to the rotor at the rotor exit may be determined by the same process as was adopted for the stator row. As before, if the value of α_2 corresponding to the value of M_2 differs from the value approximately assumed value by more than about 0.1 degree then process should be repeated using a second approximation to α_2.

From the velocity triangles at the rotor outlet, values of the inlet parameters to the next stator row may be calculated:

- Axial component of gas velocity at rotor out row (V_{a2}):

$$V_{a2} = V_2 \cos \alpha_2 \qquad (12)$$

- Gas flow angle at next stator inlet row (α_3):

$$\alpha_3 = \tan^{-1}(u / V_{a2}) - \tan \alpha_2 \qquad (13)$$

- Total gas temperature at next stator inlet row (T_3):

$$T_2 - T_3 = V_2^2 [1 - (\cos^2 \alpha_2 / \cos^2 \alpha_3) / 2C_p \qquad (14)$$

- Total pressure at next stator inlet row (P_3):

$$P_3 / P_2 = \{1 - [(T_2 - T_3) / T_2]\}^{\gamma / \gamma - 1} \qquad (15)$$

- The overall stage pressure ratio P_3/P_i, temperature drop (T_i - T_3) and mass flow indicator may be determined. The process described above may be continued through subsequent stages in multi-stage turbines up to the last stage in the group. Also, the entire procedure must be repeated again for other values of rotational speed and mass flow rate indicator.

4. CASE STUDY

The searching for more general properties of stage groups using the considered simulations requires specifications of the geometry and characteristics of the investigated stages and groups. A group of seven stages which is published by Karl Bammert, [11] was selected. Main parameters of this group are:

- Number of stages = 7 stages
- Rated power = 1430 kW
- Nominal mass flow rate = 11.2 kg/sec

the development of mathematical models separately for the group of impulse (chamber) and reaction (drum) type seems to be suitable,[9]. So, In the present work, reaction turbine stages groups were investigated where impulse turbine stages groups were investigated previously, [10]. Calculation model of reaction type stages groups based on the Ainley Mathieson model was considered, [2].

In the model being discussed, it should be known that the following characteristics of each stage, are usually presented in the following form:

- Total loss coefficient (Y_t) as a function of incidence angle (i): $Y_t = F_1 (i)$ (1)

- Maximum mass flow rate indicator (Q_{max}) :

$Q_{max} = F_2 (Y_t)$ (2)

- The ratio of pressure loss to inlet pressure at the critical flow conditions $(\varpi / P_i)_{crit}$:

$(\varpi / P_i)_{crit} = F_3 (Y_t)$ (3)

- The ratio of pressure loss to pressure loss at the critical conditions (ϖ / ϖ_{crit}):

$\varpi / \varpi_{crit} = F_4 (Q / Q_{max})$ (4)

- Blade outlet Mach number of the stator (M_o) and of the rotor (M_2):

$M_o = F_5 (\alpha_o)$ (5)

$M_2 = F_6 (\alpha_2)$ (6)

Specifications of the geometry and characteristics curves of the stages group, which were published by Karl Bammert, [11] were transformed to algebraic polynomials in order to be fed as inputs to the computer program.

Suitable turbine entry values of inlet temperature, inlet pressures, inlet gas flow direction were taken from Bammert work and a first value for gas mass flow arbitrarily selected. In multi-stages turbine the stator row is preceded by other turbine stages then, of course, these inlet conditions were determined. The pressure loss coefficient for the row is determined by the incidence angle, and the gas outlet angle is a known function of outlet Mach number. Since the pressure loss coefficient for the stator row is defined as $(P_i - P_o) / (P_o \; P_{so})$, it is seen that both the absolute pressure loss (P_i-P_o) and gas outlet angle depend upon the outlet conditions from the row which are unknown. At first sight this presents a problem, which must be solved by trial and error, i.e., arbitrarily selecting outlet conditions until conditions are found which satisfy the requirement of flow continuity. This trial and error process may be nearly eliminated as following: If a blade row was assumed for the moment to have a constant outlet angle and a constant loss coefficient at all outlet Mach numbers up to unity then it would be found that the inlet mass flow indicator $(Q\sqrt{T_i} / A_o P_i)$ reaches a maximum will be termed the critical outlet Mach number. The actual values of $(Q\sqrt{T_i} / A_o P_i)_{max}$, M_{ocrit}, and the ratio of pressure loss to inlet pressure at the critical flow conditions, $(\varpi / P_i)_{crit}$, all depend upon the value of the loss coefficient , Y_p. It is found that over the required range of M_o ($0 < M_o < 1.2$) and Yt ($0 \leq Y_t < 1.0$) the ratio of pressure loss to inlet pressure, (ϖ / P_i), can be related to the inlet mass flow indicator ($Q\sqrt{T_i} / A_o P_i$).

By employing these relations a procedure for determining the stator outlet gas condition from the known inlet conditions may therefore be specified as follows:

- Select by conjecture a first approximation to gas outlet angle; α_o
- From the known mass flow indicator at inlet conditions find ($Q\sqrt{T_i} / A_o P_i$).
- Find for relevant value of Y_t the value of $(Q\sqrt{T_i} / A_o P_i)_{max}$ and $(\varpi / P_i)_{crit}$ from above functions, which were transformed to formulae to be suitable to the computer uses.
- Calculate $(Q\sqrt{T_i} / A_o P_i) / (Q\sqrt{T_i} / A_o P_i)_{max}$ and hence the corresponding value of $(\varpi / P_i) / (\varpi / P_i)_{crit}$
- From the above determined value of (ϖ / P_i) and $(\varpi / P_i)_{crit}$ the value of ϖ / P_i) was calculated.
- Find P_o given by $P_o = P_i - \varpi$ and hence determine ($Q\sqrt{T_o} / A_o P_o$) and $T_o = T_i$ for an uncooled stator row.

results, without type limitations of the changes of the operating conditions. It should be expected that systematically stored and analyzed results of such research would allow the researcher to reveal new, more general properties of turbine stage groups.

The purpose of this work is to investigate the flow capacity characteristics of axial flow reaction turbine using mathematical model and simulation code. For each group of stages, there are four parameters affecting on the flow capacity; inlet pressure, outlet pressure, inlet temperature and rotational speed. The effects of simultaneous changes in pressure ratio, and rotational speed on the flow capacity are discussed for each stages group.

2. METHODS BASED ON MATHEMATICAL MODELS

Predication methods at off-design conditions, similar to the design case, can be divided into two categories. In the first method, overall efficiencies for families of turbines with similar characteristics, e.g. degree of reaction, aspect ratio, blade profiles, are expressed in terms of parameters such as stage loading, and flow factor, [1]. The second approach, which is commonly used, is based on incidence correlation for each loss component. The methods of Ainley and Mathieson, [2] and Muktarov and Krichakin, [3] are being the most comprehensive and documented. The third one is an improved prediction method introduced recently by Moustapha et al., [4].

For estimating flow capacity of axial flow turbines, the method that was proposed by Stodola, [5] and Flugel, [6] is still successfully used, after introducing numerous improvements and modifications. Ainley and Mathieson published a comprehensive method of predicating the design and off-design performance of axial turbines. Their method at design conditions was first refined in 1970 by Dunham and Came, [7] and lately in 1981 by Kacker and Okapuu, [8]. After determining the profile and secondary losses at design conditions, Ainley and Mathieson correlation at off-design operation consists of first calculating the stalling incidence. They found that the positive stalling incidence on turbine blades can be correlated satisfactorily with pitch to chord ratio (S/C), exit flow angle (α_2) and (α_2/β_1). At the present time, these methods were adapted for computer calculations at the turbine factories, using usually confidential results of experimental research concerning definite types of blading. In general, the application of computers practically eliminated the main fault of these methods, which was the considerable complexity and labor consumption of the calculations. However, their utilization in practice requires simultaneous satisfaction for the following four conditions:

- Presence of appropriate calculation code;
- Presence of appropriate computer;
- Knowledge of detailed geometric data of the turbine;
- Disposition of time, enough to prepare and load the detailed data, carry out calculations and analyze the obtained detailed results.

Situations, in which one (or few) of the above mentioned conditions is not satisfied, often occur in practice. Such situations require applying the approach based on approximation models. Flow capacity approximation of impulse turbine stages group was presented in [9]. The subject of the present work is investigating the flow capacity approximation of reaction turbine stages group. Simulation computer code was prepared for reaction type stages groups based on the Ainley Mathieson model and verified using Karl Bammert, experimental data.

3. MATHEMATICAL MODEL

In such a mathematical model, the stage group is divided into particular blade rows or stages, further treated as repeated elements of common mathematical description. It was distinguished that the mathematical model of definite element of the group should be based on two types of relations:

- Dependencies determining the flow capacity, in a form selected adequately to describe the considered case; the flow capacity equations allow one divide the enthalpy drop at the group, i.e. to determine the participation of the particular stages (or rows) in the changed enthalpy drop of the group.

- Dependencies determining the efficiency changes (or changes in losses) in new operation, obtained mainly by generalization of properly selected experimental data.

Because of different properties of stages group,

INVESTIGATION OF FLOW CAPACITY CHARACTERISTICS OF AXIAL FLOW REACTION TURBINE

By
Dr Kamal Ahmed Abed*

ABSTRACT

Estimation of the flow capacity of axial flow reaction turbine under different conditions of speed and pressure ratio has until recently hampered by lack of reliable experimental data. The present work is investigation of flow capacity characteristics of axial flow reaction turbine using simulation method. Simulation computer code was prepared for reaction type stage groups based on the Ainley-Mathieson model verified using Karl Bammert, experimental data. Data of the turbine, which consists of seven stages of Karl Bammert work, was loaded to the computer program. As a result of the simulation, a very large set of results and information were obtained. The simulation results of flow capacity of 2, 3, 4, 5, 6, and 7 stages groups were analyzed taking into consideration rotational speed changes and pressure ratio changes. For the investigated groups of stages there are a pressure ratio, at which there is no influence of changing rotational speed on flow capacity. If the pressure ratio increases above this value, mass flow rate increases with decreasing rotational speed. Also, relative mass flow rate increases with decreasing pressure ratio and number of stages in the group. At operating conditions where there is no effect of changing rotational speed, pressure ratio decreases and relative mass flow rate increases with increasing number of stages in the group.

1-INTRODUCTION

The aerodynamic design of a turbine is usually carried out in such a manner that minimum losses occur at the design point operation. The selection of the design point is normally based on the condition at which the turbine will spend most of its operating time. However, most of the turbines are required to operate at conditions away from their design point. For industrial and marine gas turbine, starting, variable power and speed will result in very different operating conditions within the turbine. For multi-stage turbines, the losses and exit conditions in an upstream component may cause the downstream stage to operate at off-design condition.

Turbines should be designed in a certain fashion to offer satisfactory operation over a wide range of rotational speeds and pressure ratios. Accordingly flow and blade parameters influenceing the associated incidence losses should be identified and their effects on the different loss components quantified. This will ultimately enable the turbine designer to produce airfoils which are more tolerant to off-design operation.

*Associate Professor, Department of Mechanical Engineering, National Research Centre, Dokki, Giza, Egypt.

Review of previous work proved that, in the general case of variable operating conditions of stage group, i.e. with simultaneous changes in pressure ratio and rotational speed, there is a deficit of proper data for determining the flow capacity. The fundamental reason of such state is the scarcity of appropriate experimental data in this field, caused, as it seems, mainly by the large costs of construction and operation of the research stands needed. It is hard to predict further real progress in solving the considered problem without a considerable number of new adequate examples of stage group characteristics.

In this situation, the opportunity to obtain the needed data in other way than physical experimental became very attractive. The application of mathematical modeling and computer simulation of stage groups operation under off-design conditions creates such opportunities. This idea needs developing models and codes and running series of calculations, and modeling stage groups` operation under off-design conditions. The model and the simulation code are replacing here the research stand, which can supply practically any research

REFERENCES

1. Hassan Mohamed H. Allam, "Strengthening of Loaded Column by R.C. Jackets", Thesis for Ph.D. Degree, Cairo University, 1995.
2. Gamal Esmail, " Strengthening of Exterior and Corner Columns by Concrete Jackets", Thesis for M. Sc Degree, Cairo University, 1989.
3. Ali Abdel Rahaman, "Strengthening of Columns by Concrete Jackets", First Egyptian Structural Engineering Conference, Cairo University, 1985.
4. M. Soliman, "Repair of Distressed Reinforced Concrete Columns", Bulletin of Faculty of Engineering 'Ein Shams University, Cairo, 1984.
5. Ugurersoy, A. Tugrul Tankut, and Ramadan Suleiman, "Behavior of Jacketed Columns", ACI Structural Journal, May-June 1993, pp. 288-293.
6. Ramikez Ortiz. J.M. Bareena Diez, "Strength Efficiency of Bad Quality Reinforced Concrete Columns Strengthened by Two Different Ways".
7. Osman El-Sayed Abdel All, "Experimental and Theoretical Analysis for Strengthened Columns", Thesis for M. Sc Degree, Zagazig University, 1990.
8. Taha Mousa Ouf Hamada, "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Columns (for Different Conditions and Corrosion)", Thesis for M. Sc Degree, Suez Canal University, 1988.
9. Jostein Helles Land and Rogergreen, "Tests of Repair Concrete Columns", ACI Journal, December 1972, pp 770-773.
10. Abdel Wahab M, Abu-El Enin, "Strengthening of Eccentricity Loaded Columns", Bulletin of Faculty of Engineering, Ain Shams University, Vol. 16. Cairo, 1986.
11. H. Shaheen, A. Abd El- engthening of Corner Columns by Concrete Jackets", Proceedings of 3rd Arab Structural Engineering Conference, Vol. 2. U.A.E, March 1989.

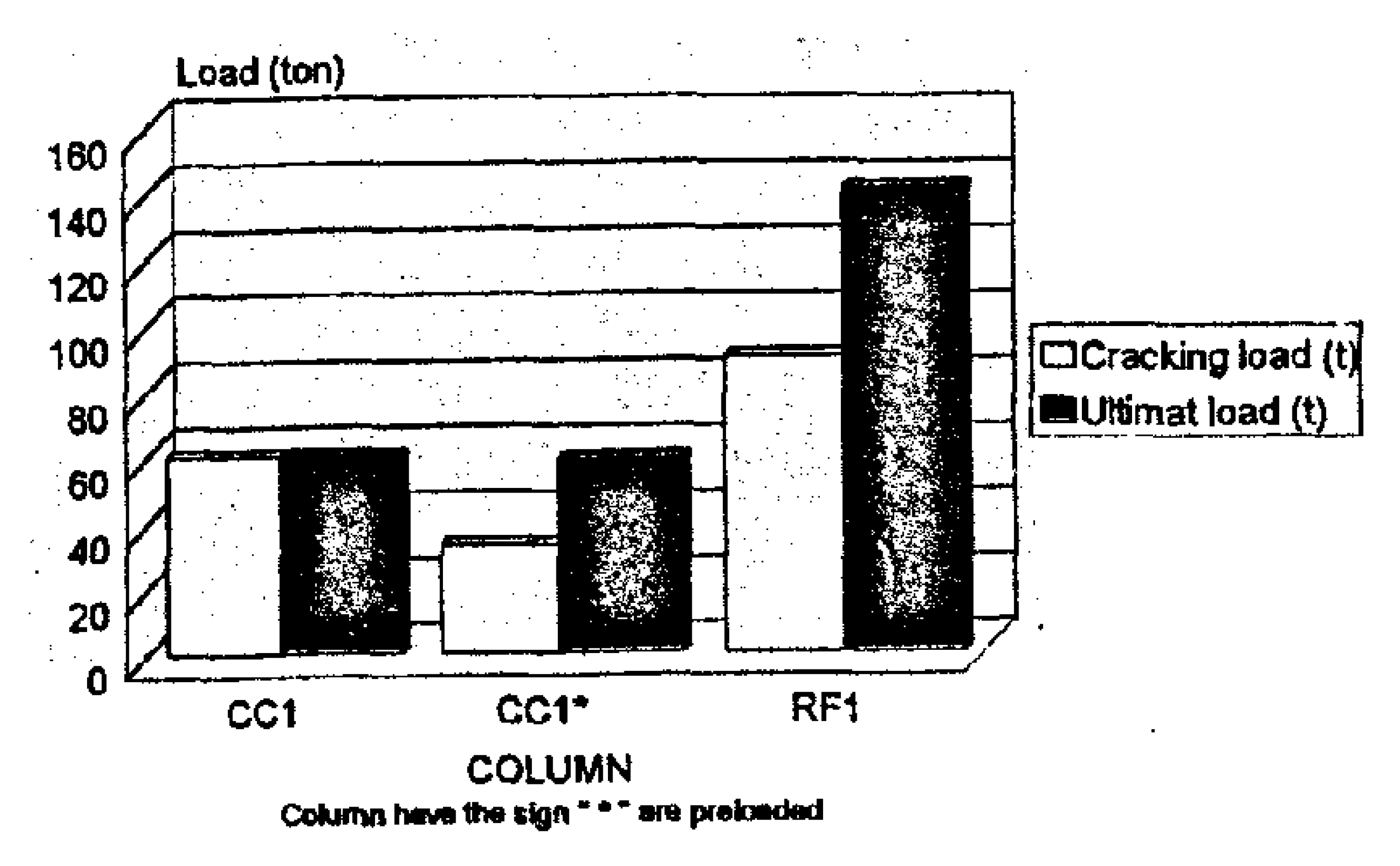


Fig. 21- Effect of Preloading of core for corner column

The crack pattern for tested specimens are photographed at failure as shown in figures (22) and (23). It can be noticed from these figures that pre-loading the original column reduces the cracking and ultimate loads of the jacketed corner column.

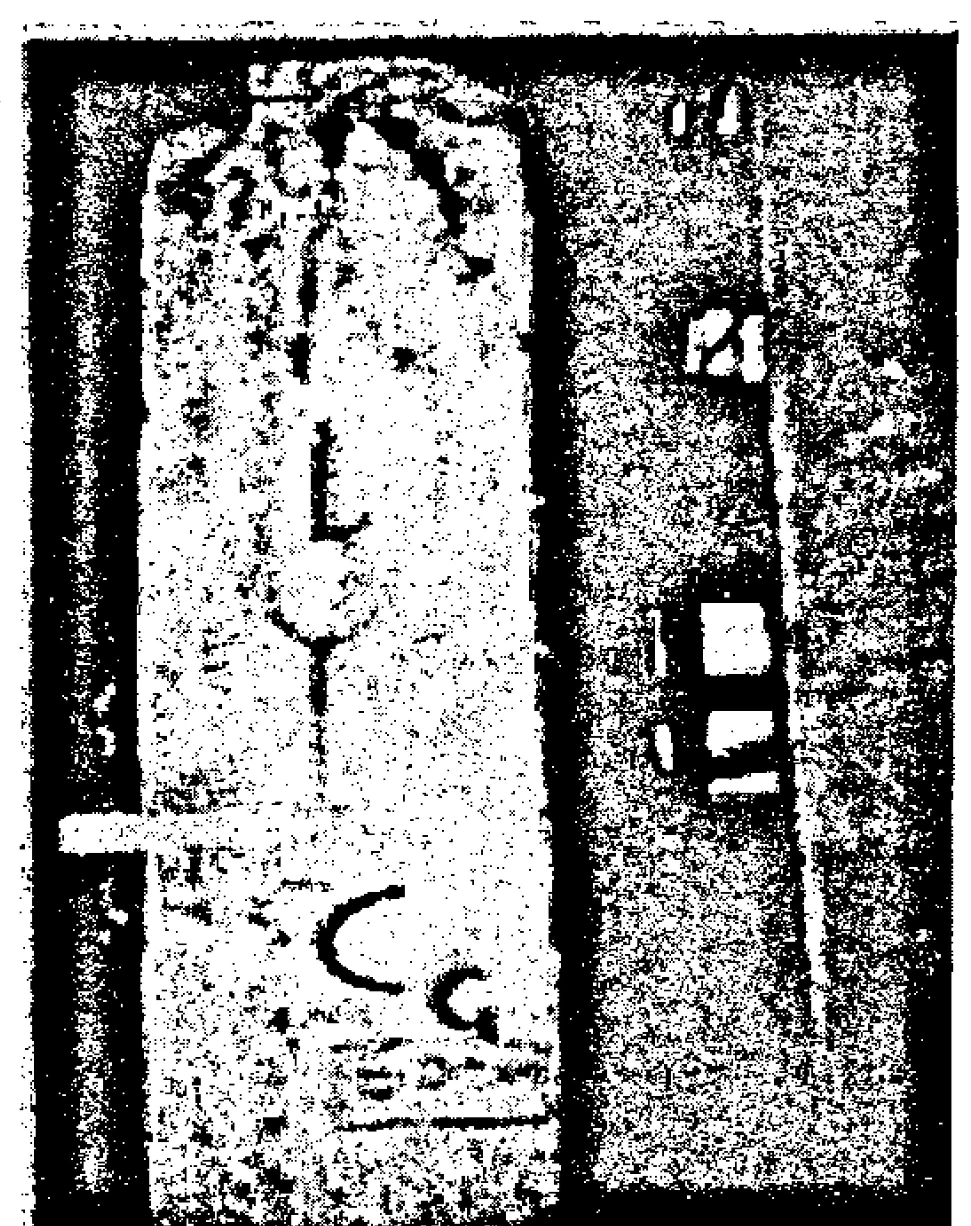


Fig. 22- Crack pattern of column CC1

CONCLUSION

Based on the experimental test results and discussions mentioned before, the main conclusions can be summarized in the following points:

1- The higher the concrete strength of the original column, the higher is the ultimate load of the jacketed exterior column.



Fig. 23- Crack pattern of column CC1*

2- The higher the concrete strength of the exterior original column, the lower is the tensile strain of the jacket stirrups.

3- Extending the jacket to the upper end of the exterior original column has raised the ultimate load capacity of the jacketed column by a ratio of 1.03 and 1.11for the case of pre-loaded and unloaded core respectively.

4- Tensile strains of the jacket stirrups and dowels for the case of loading the total area of jacketed column is more than those recorded for the case of loading the original column only.

5- Ultimate load increases in case of total release of load than that recorded for the case of pre-loading the original column of both exterior and corner column.

6- Pre-loading the original column cause lower load eccentricity and lower relative strain between core and jacket than the cases of total release of load of exterior column.

7- Strengthening of corner columns using jackets from two sides has a limited effect on the capacity of the original columns compared with the exterior and interior columns

of loading the original column only, but in case of loading the total area, these cracks were started between the original column and jacket, i.e. separation between the core and jacket was observed.

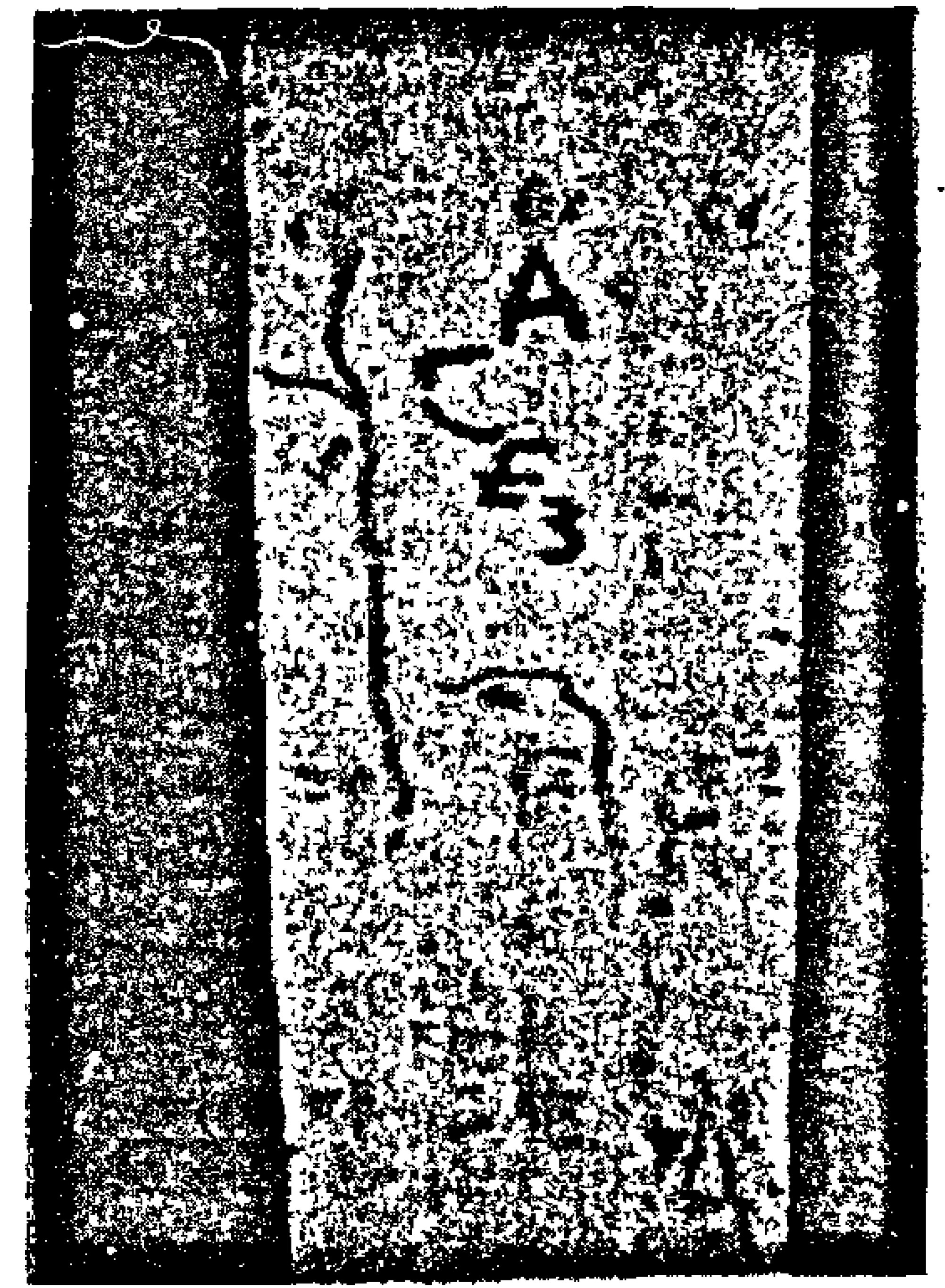


Fig. 17- Crack pattern of column CE3

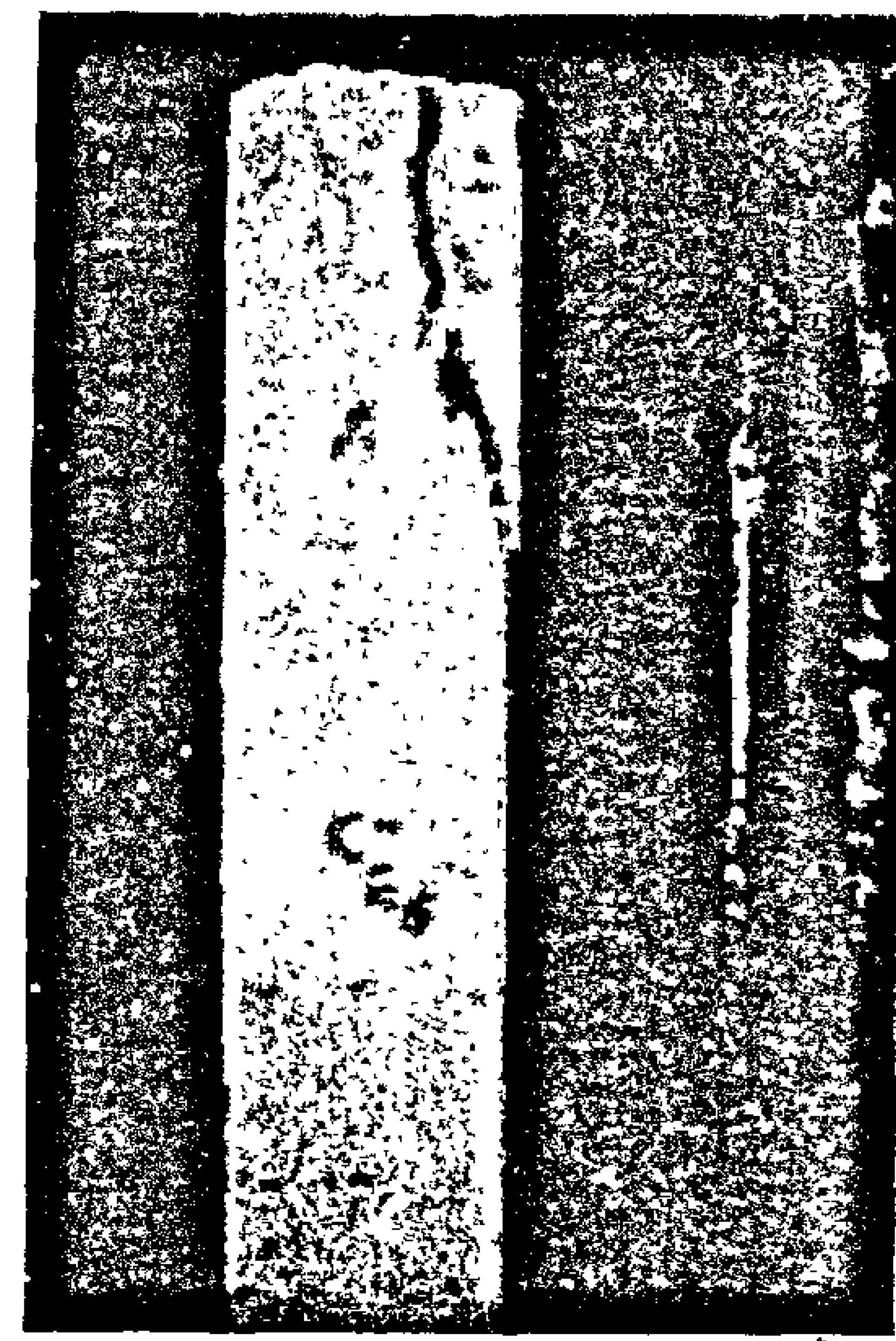


Fig. 18- Crack pattern of column CE6*

The vertical concrete strains of tested specimens of this group were plotted along height at cracking and ultimate loads as shown in figures (19) and (20). From these figures it is clear that the relative strain between the core and the jacket increases in case of loading the total area than that recorded in case of loading the core area only. Also, it increases in case of total release of load than the case of pre-loading the original column.

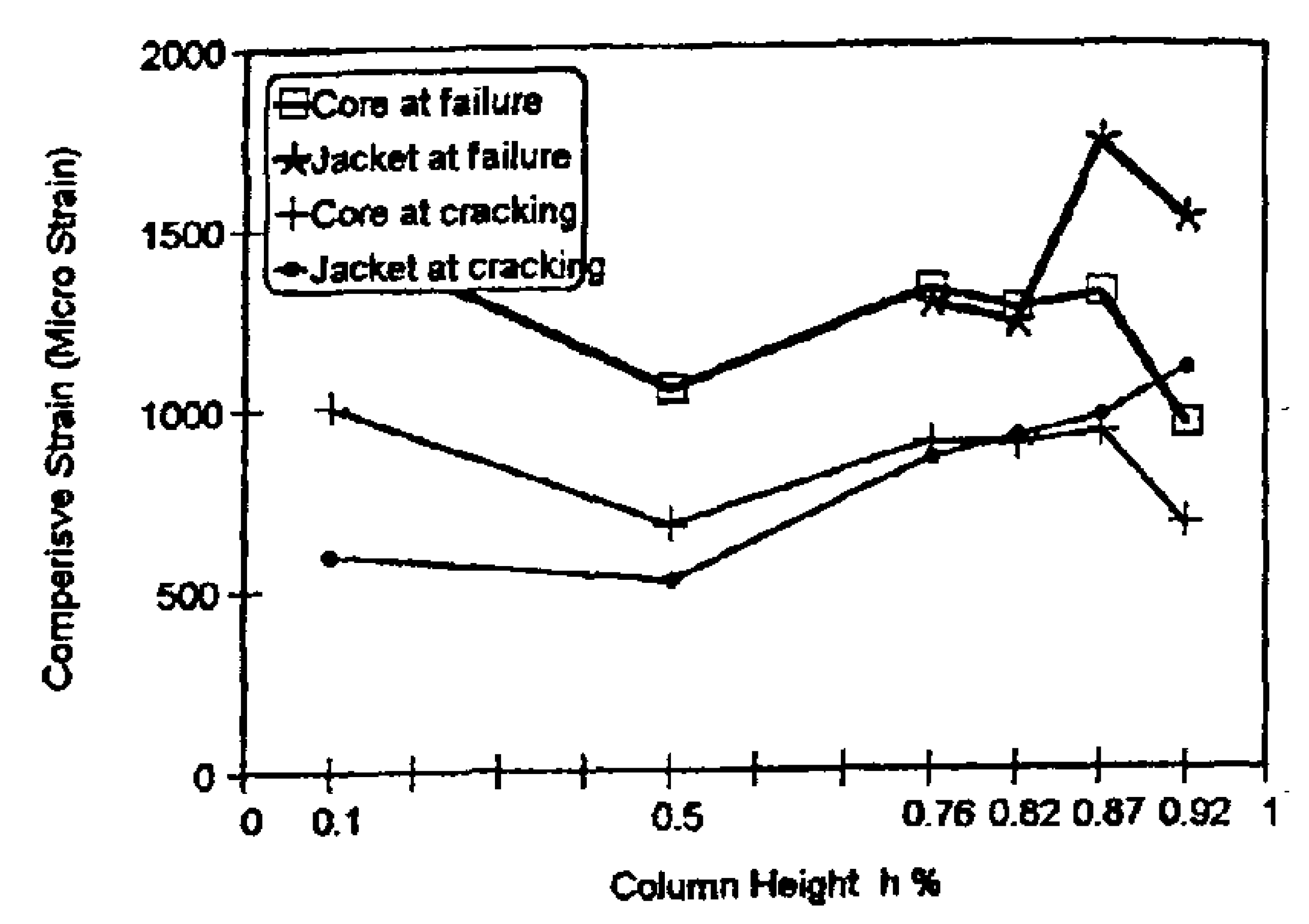


Fig. 19- CE3 Fase A-At Cracking and Failure

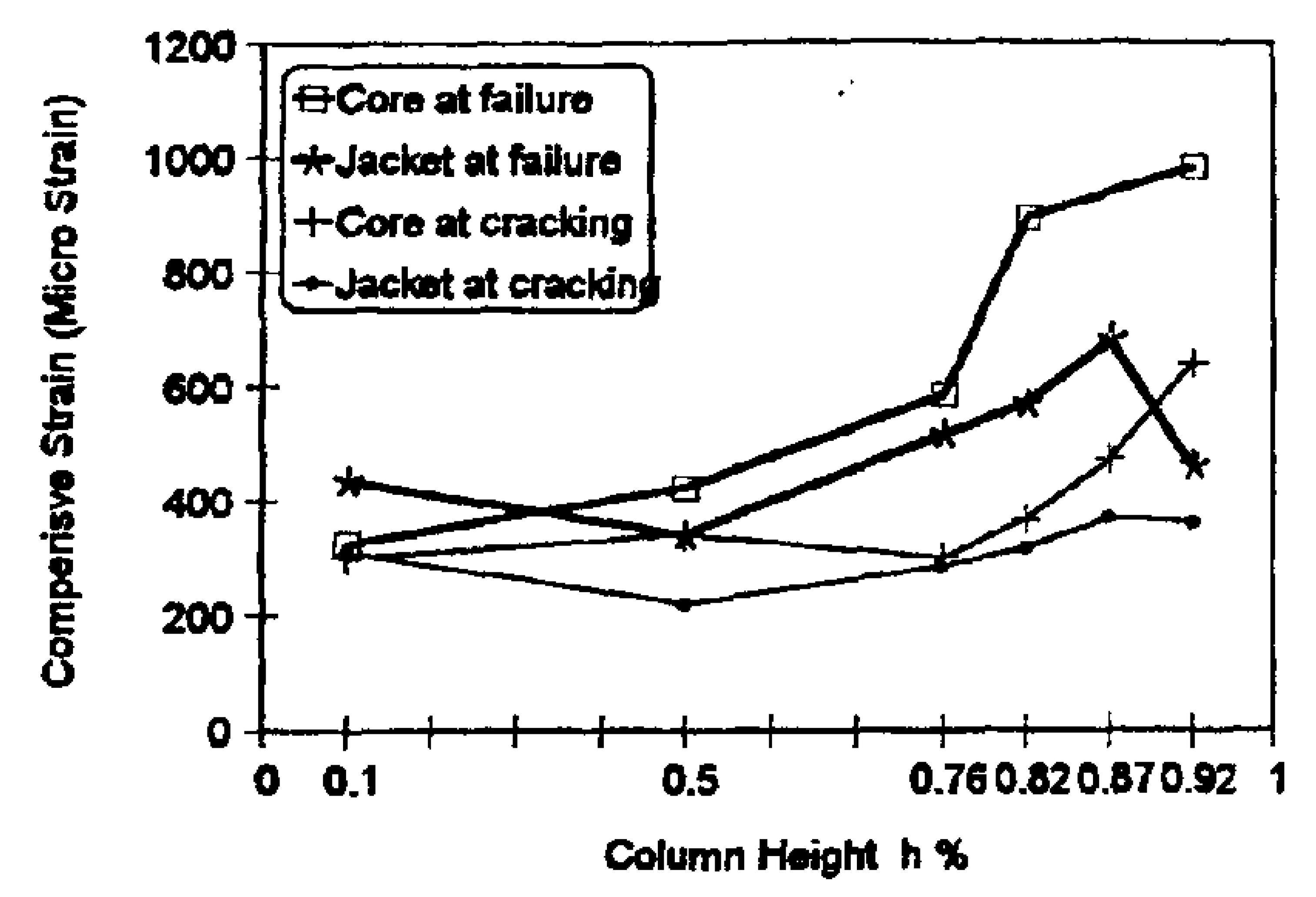


Fig. 20- CE6* Fase A-At Cracking and Failure

THIRD GROUP:

In this group the effect of pre-loading the original corner columns is studied using specimens CC1 and CC1* with unloaded and loaded original column by working load respectively. The obtained results are compared with the results of reference specimen RF1.

Table (3) and figure (21) show the recorded ulti-mate load for the tested specimens of this group. The results indicate that the ultimate load of speci-mens CC1 and CC1* are 42.5% and 41.8% of that recorded for control specimen RF1 respectively.

Table (3) Cracking and ultimate load for third group columns

Col-umn	Load appli-cation	Core concrete strength (Kg/Cm^2)	Jacket concrete strength (Kg/Cm^2)	Crack-ing load (t)	Ultimate load (t)
CC1	Core area	263	240	60	60
CC2*	Core area	263	283	33	59
RF1	Total area	273		90	141

Columns having sign " * " are jacketed with load application

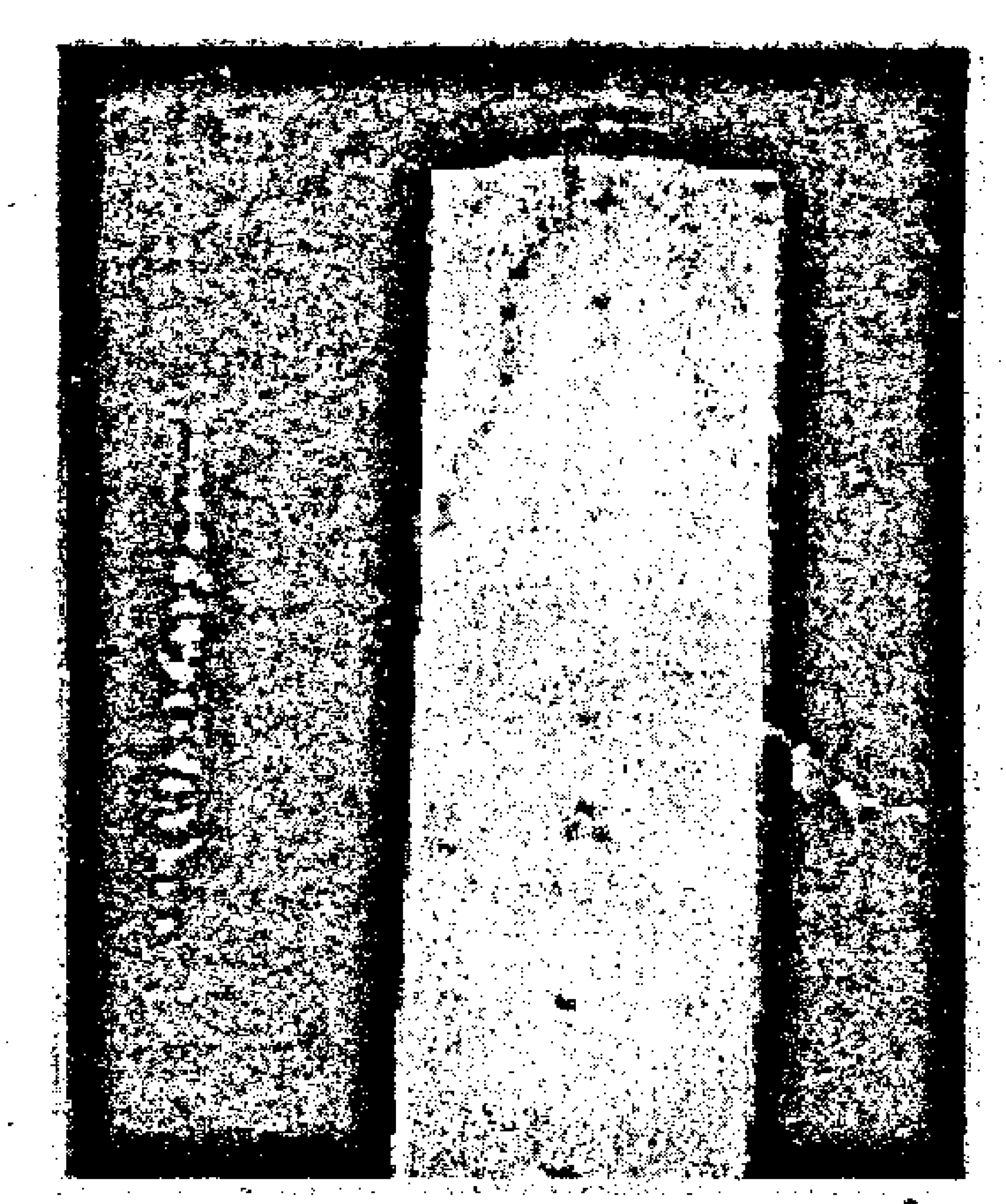


Fig. 11- Crack pattern of column CE5*

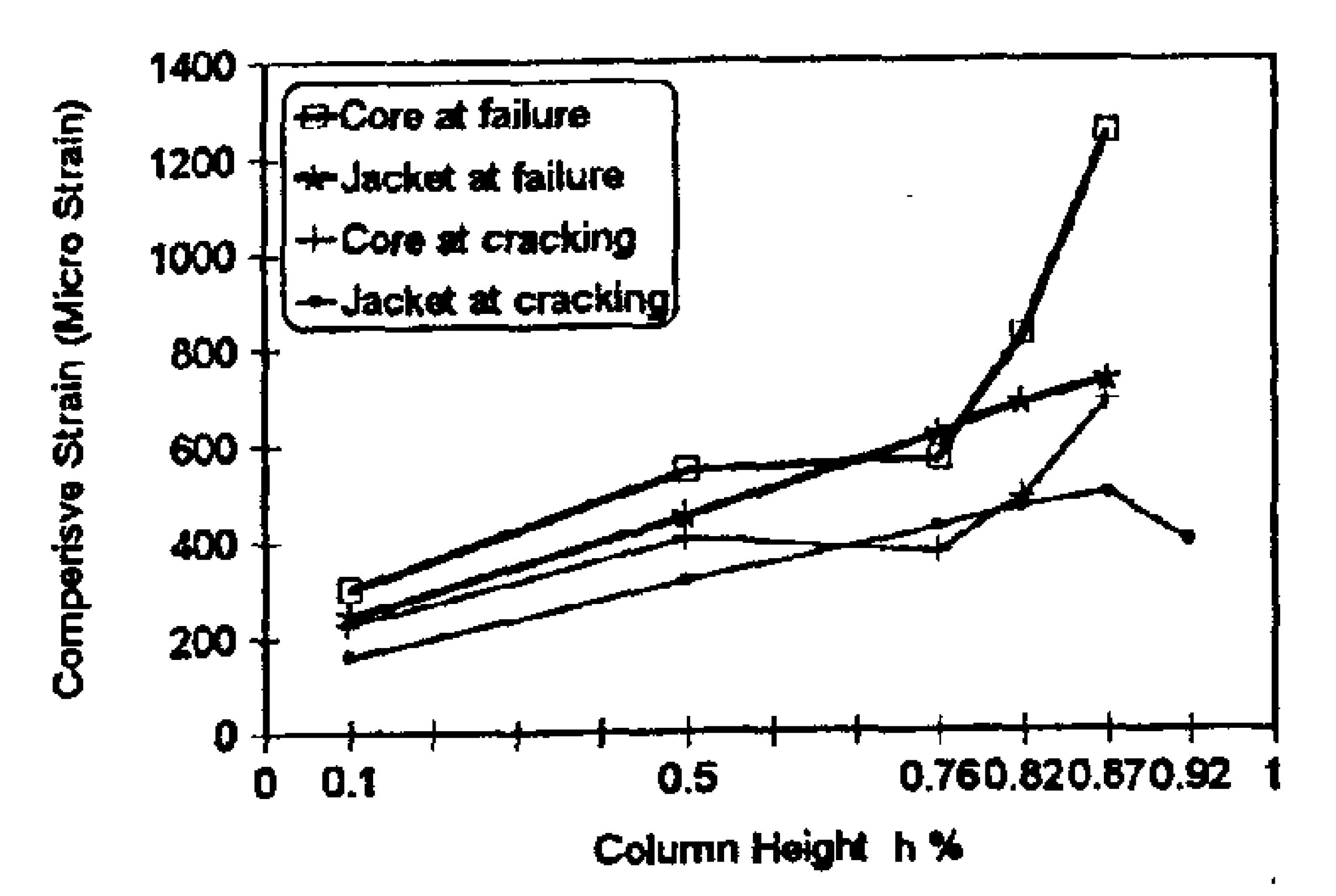


Fig. 12- CE1 Fase A-At Cracking and Failure

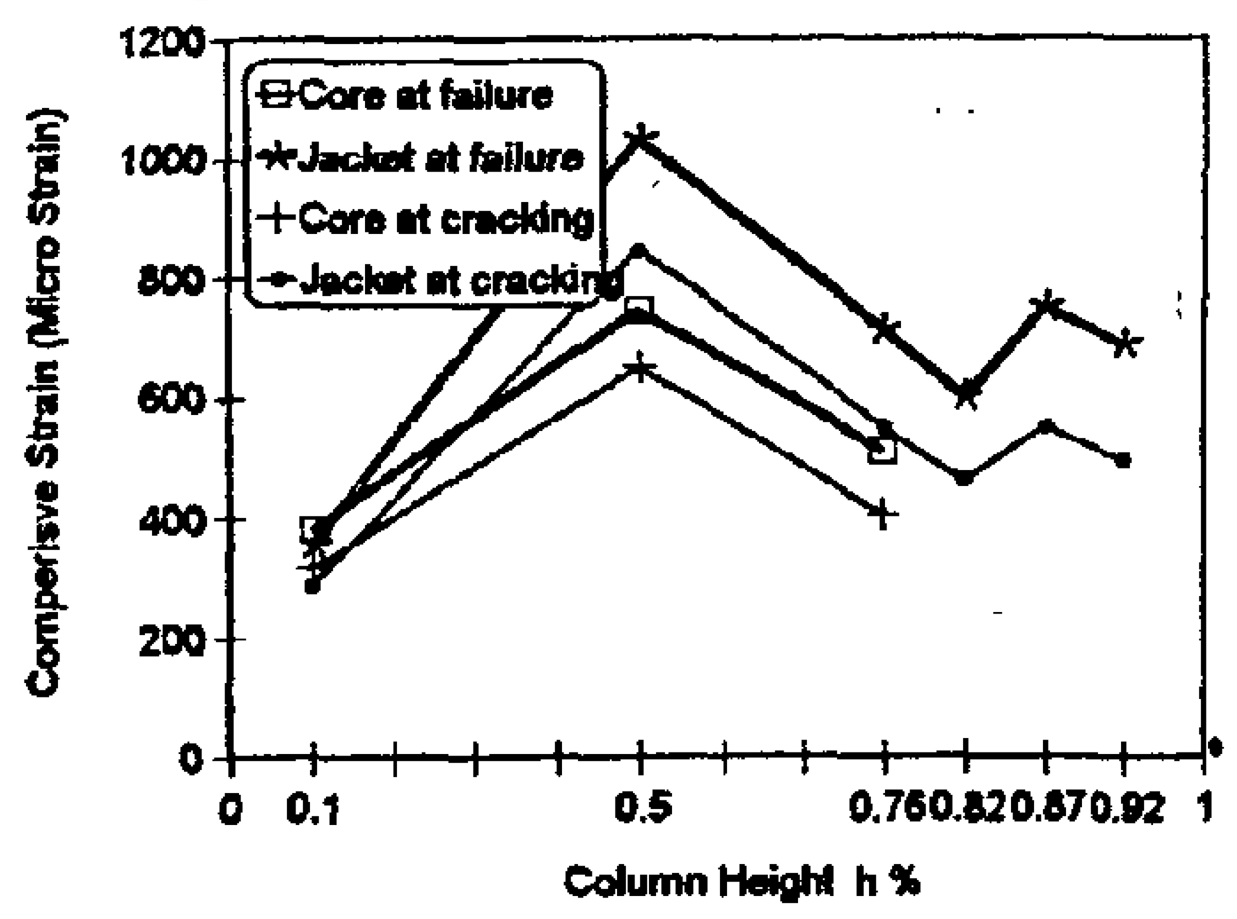


Fig. 13- CE2 Fase A-At Cracking and Failure

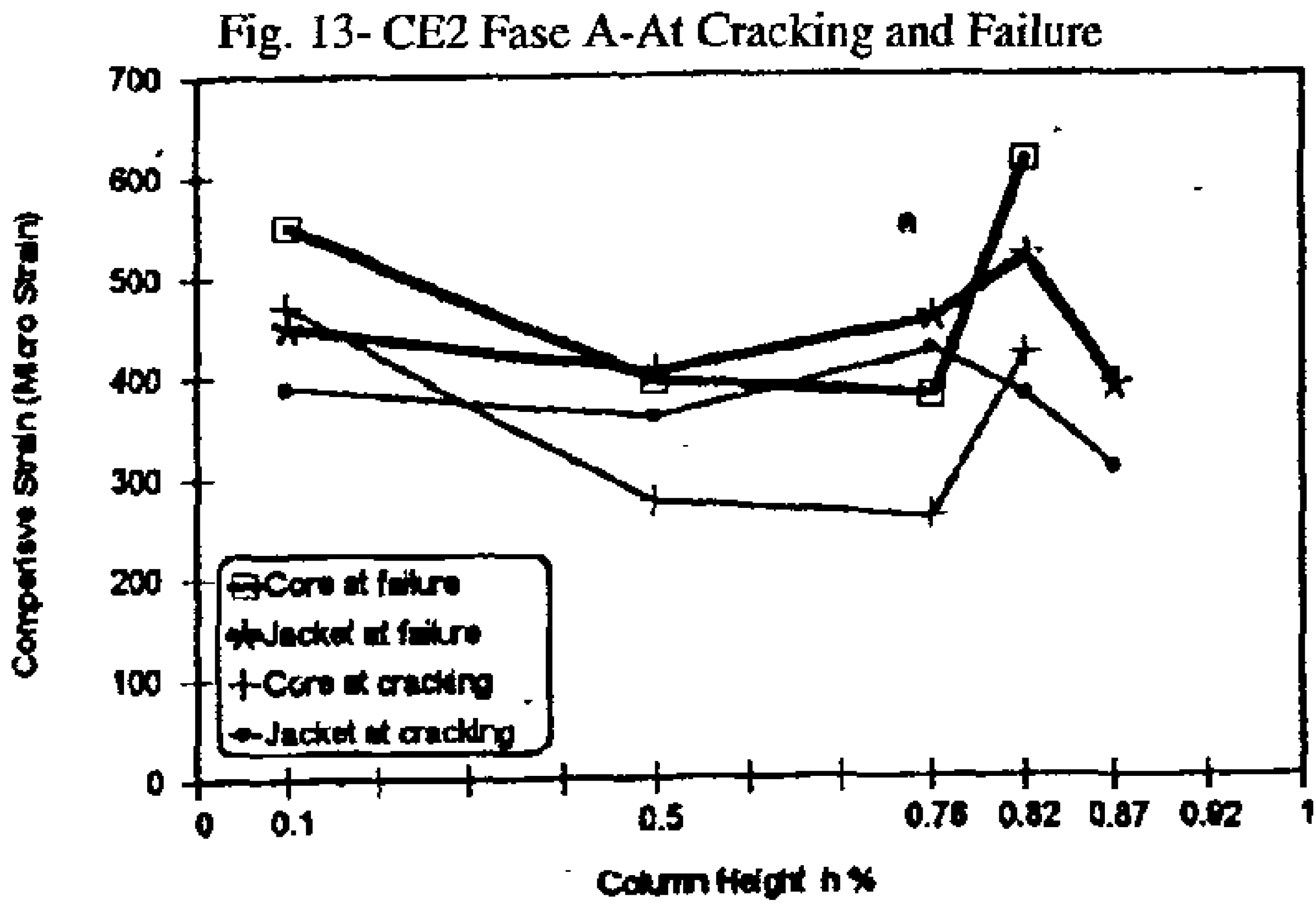


Fig. 14- CE4* Fase A-At Cracking and Failure

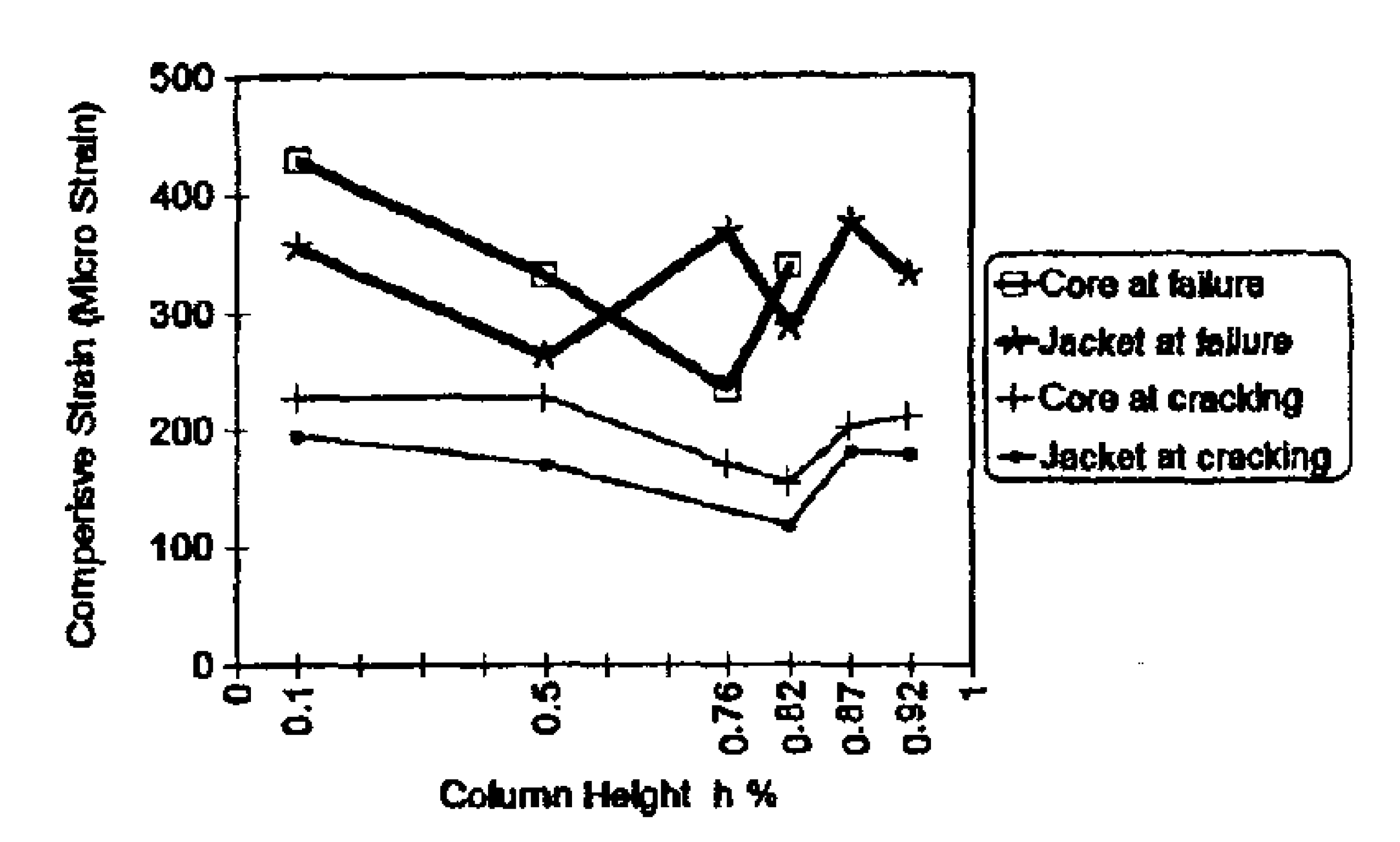


Fig. 15- CE5 Fase A-At Cracking and Failure

load on the jacketed exterior column by a ratio of 1.02 and 1.11 in case of preloaded and unloaded specimens respectively. Also, from these results it can be noticed that the ultimate load of the strengthened exterior columns in case of total release of load is more than that in case of preloaded columns.

Table (2) Cracking and ultimate load for second group columns

Column	Load application	Core concrete strength (Kg/Cm^2)	Jacket concrete strength (Kg/Cm^2)	Cracking load (t)	Ultimate load (t)
CE1	Core area	258	240	60	90
CE3	Total area	240	220	87	100
CE4*	Core area	258	284	42	73
CE6*	Total area	240	220	60	75
C	Total area	244		36	54
RF2	Total area	244		80	160

Columns having sign " * " are jacketed with load application

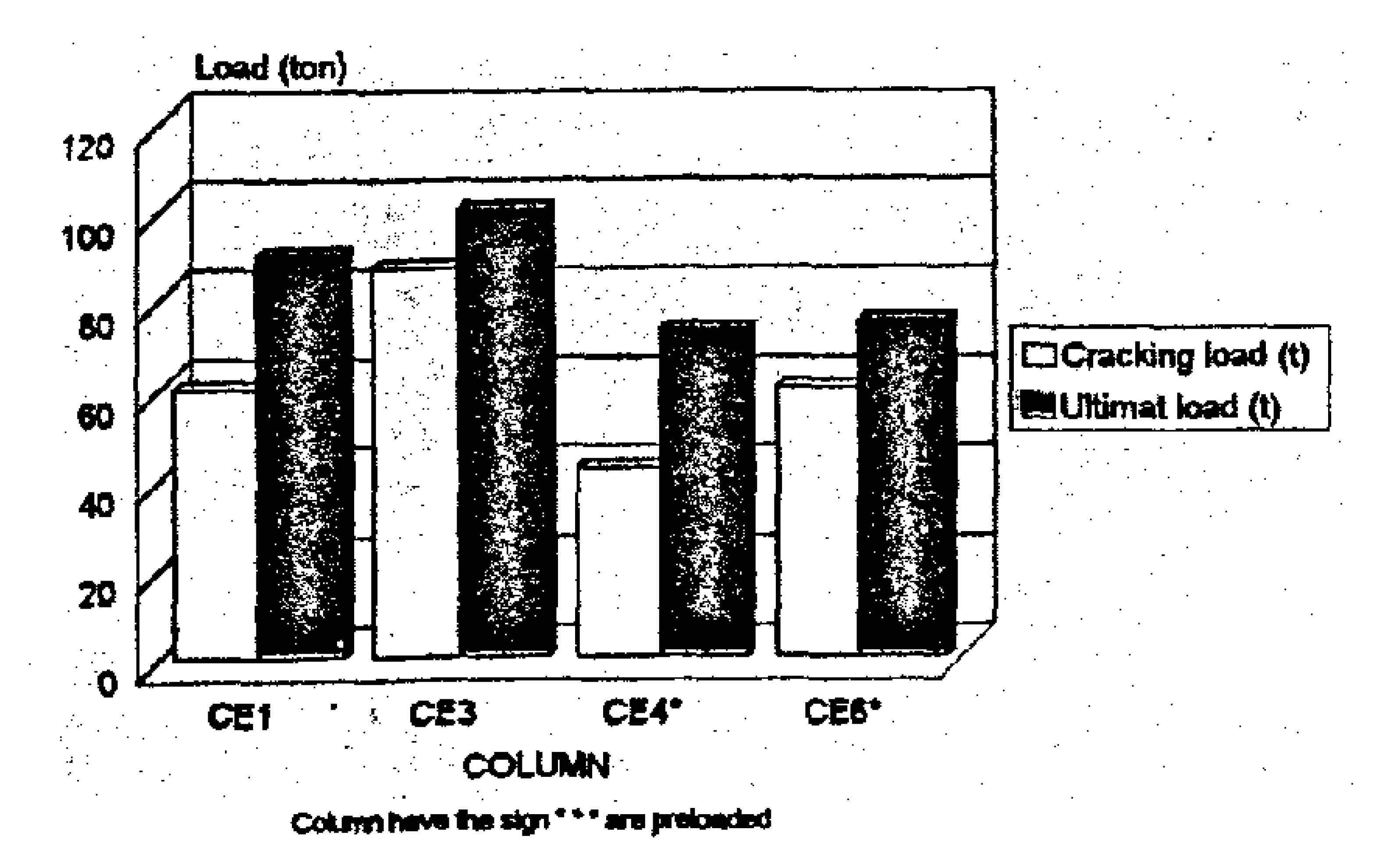


Fig. 16- Effect of Jacket height of exterior column

Figures (17) and (18) show the crack patterns of the tested specimens. From these figures it is noticed that the first crack was propagated from the original column and extended to the jacket in case

Table (1) Cracking and ultimate load for first group colûmns

Column	Load application	Core concrete strength (Kg/Cm^2)	Jacket concrete strength (Kg/Cm^2)	Cracking load (t)	Ultimate load (t)
CE1	Core area	258	240	60	90
CE2	Core area	90	370	50	65
CE4*	Core area	258	284	42	73
CE5*	Core area	90	280	35	57
C	Total area	244		36	54
RF2	Total area	244		80	160
RF3	Total area	90		32	56

Columns having sign " * " are jacketed with load application

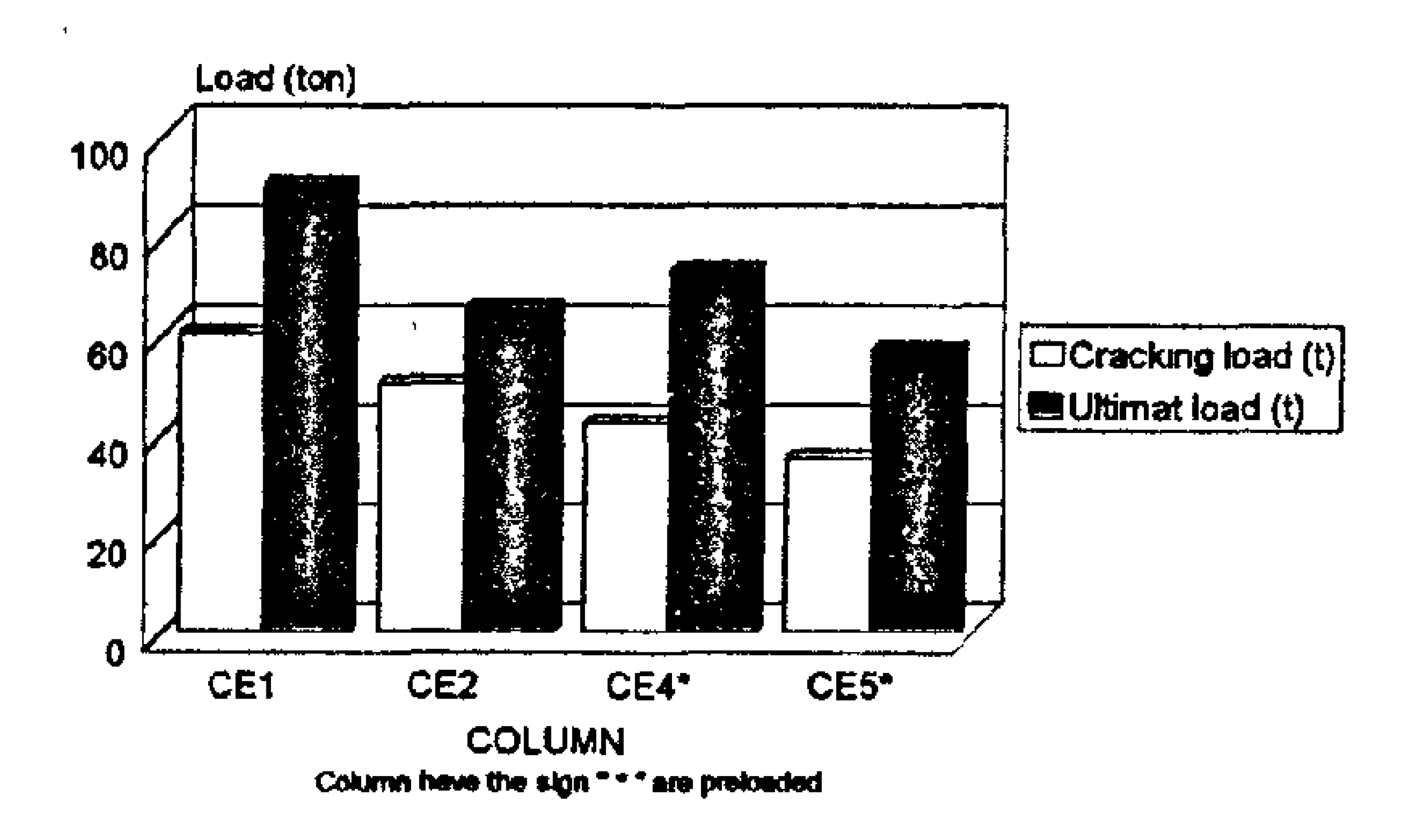


Fig. 7- Effect of core concrete strength for exterior column

of total release of load than case of pre-loading the original column. The major crack propagated is noticed to be extended from the original column to the jacket. Figures (12) through (15) illustrate the vertical strains distribution along specimens faces, it can be noticed from these figures that the higher the original column concrete strength, the lower is the load eccentricity, which indicates that the jacket was effective. This is due to the increase of load transferred to the jacket due to the increase in bond between the original column and jacket. The load eccentricity increases in case of total release of load than in case of pre-loading the original column as a result of increasing the load transferred to the jacket.

SECOND GROUP:

In this group the effect of jacket height of exterior column is studied. This group includes specimens CE1 and CE4* of jacket height less than the height of the original column while the jacket height equals the height of the original column in specimens CE3 and CE6*.

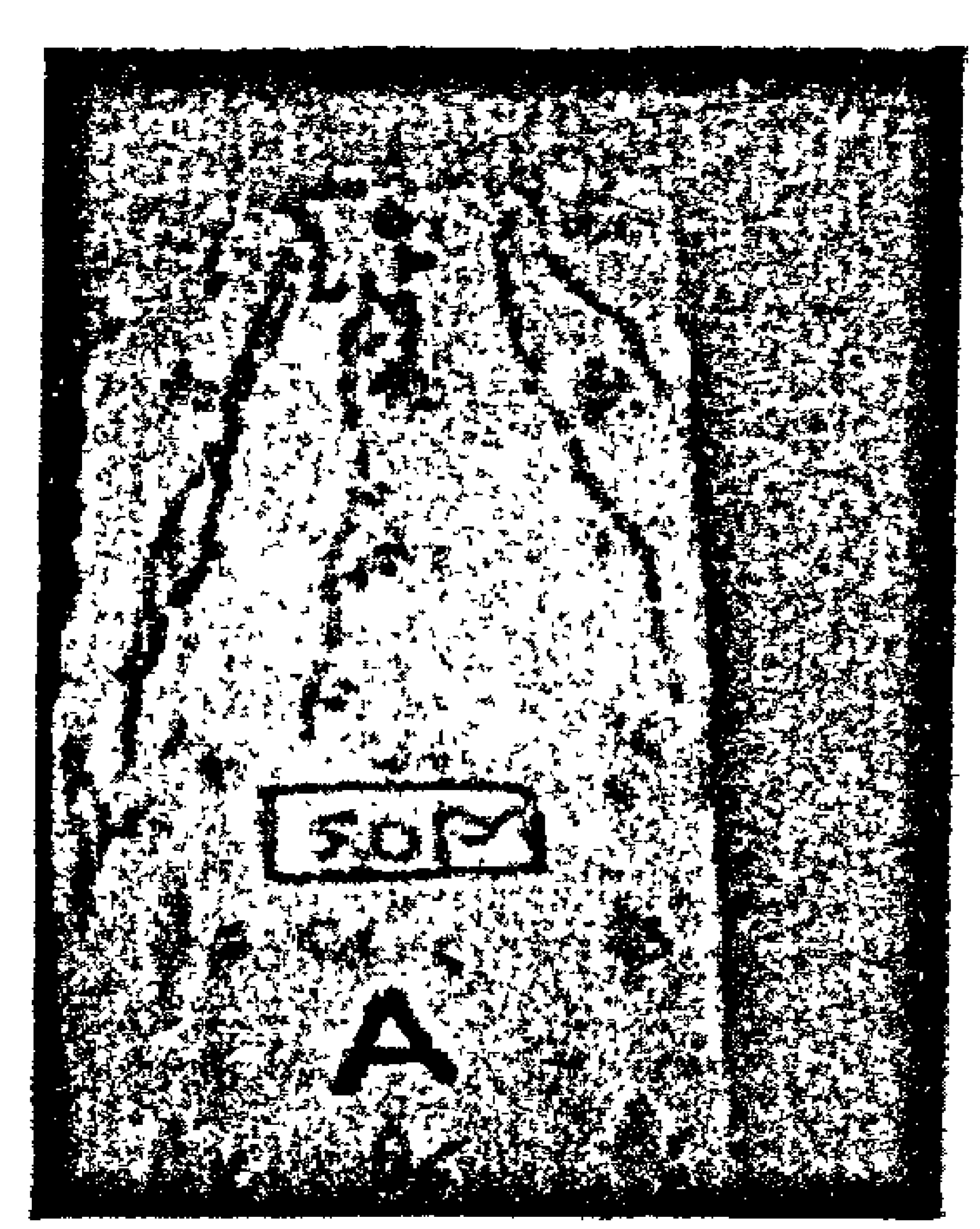


Fig. 8- Crack pattern of column CE1



Fig. 9- Crack pattern of column CE2

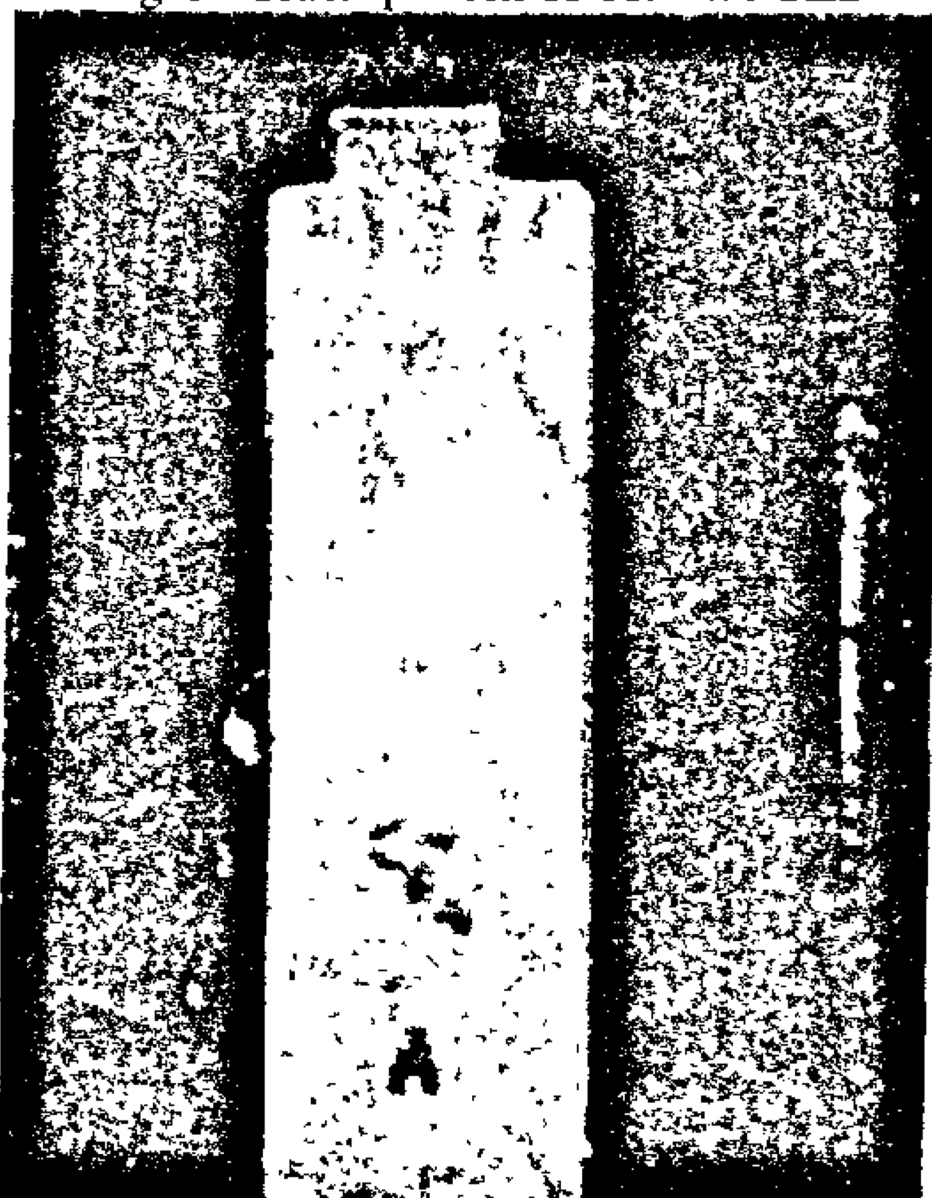
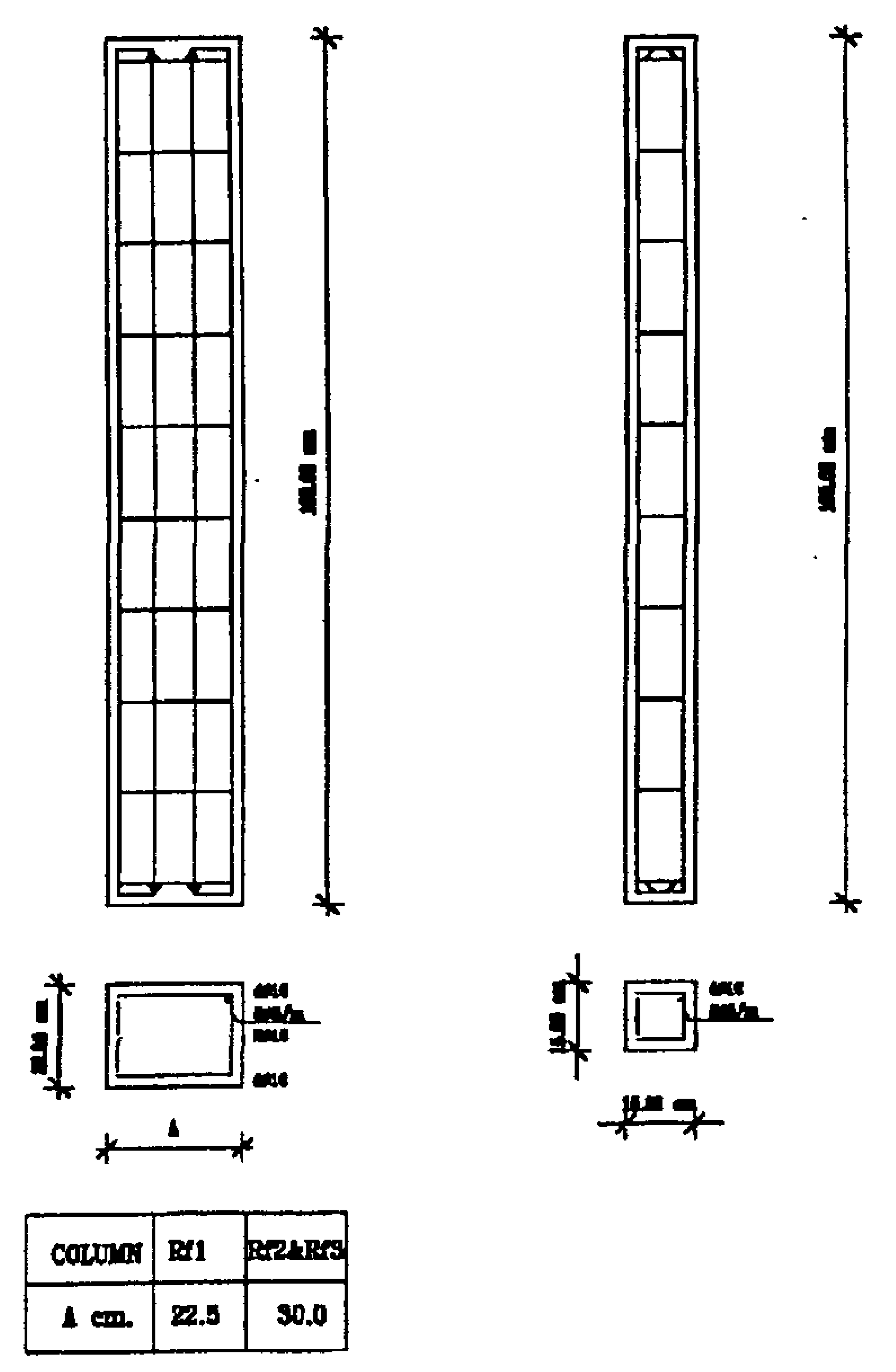


Fig. 10- Crack pattern of column CE4*

Table (2) and figure (16) show the recorded ultimate load for the tested specimens of this group compared to its reference specimen. The results clearly show that extending the jacket to the end of the original column increases slightly the ultimate



COLUMN	RT1	RT2&RT3
A cm.	22.5	30.0

Fig. 5- Description of Fourth Group

The load was incrementally applied with an increment of 5tons/step for all specimens. At every stage of loading cracks were observed and marked, if any. The reading of all demic points and electric strain gages were recorded in order to calculate strains in concrete, stirrups, and dowels. Then ultimate load is recorded at crushing of concrete. Strains are measured both mechanically using extensometer, and electrically using electrical strain gages.

EXPERIMENTAL RESULTS

The results of tested specimens include strains in dowels and stirrups of jackets, vertical strain distribution along the columns faces, cracking patterns, cracking loads, and ultimate loads were recorded. In the following, the effects of different investigated parameters on the behavior and strength of tested specimens are considered.

FIRST GROUP:

Table (1) and figure (7) show the recorded ultimate load for the tested specimens in this

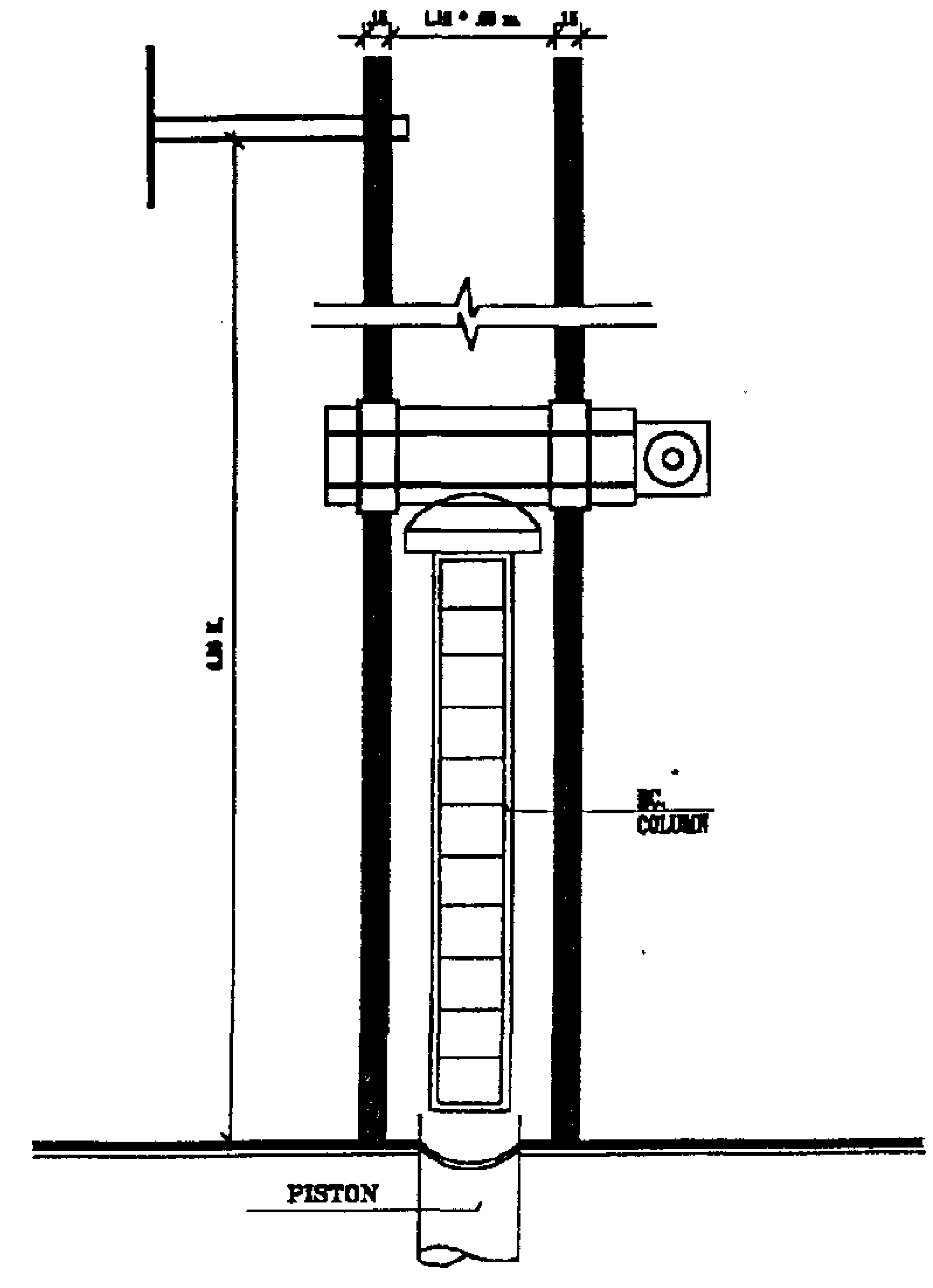


Fig. 6- Testing Machine. (500 Ton)

group. The results clearly show that the ultimate load of specimen CE2 is 72% of the ultimate load of specimen CE1, while the ultimate load of specimen CE5* is 78% of that of specimen CE4*. So, it can be noticed that the higher the concrete strength of the original column the higher is the ultimate load of the jacketed column; this is due to increase of the bond between the concrete of both the original column and jacket, in addition to increasing of original column capacity. Also, it can be noticed that the ultimate load increase in case of total release of load than that recorded in case of pre-loading the original column by a ratio ranged between 123% and 114% in case of good and bad concrete quality respectively. Therefore, the effect of pre-loading is significant in case of good quality of the original column concrete.

The crack patterns of tested specimens and their reference columns were observed and photographed during the test until failure as shown in figure (8) through figure (11). From these figures and table (1) it can be noticed that the higher the original column concrete strength the higher is cracking load of jacketed column, the cracking load is also found to be increased in case

The first group is concerned with the concrete quality of the original column, in this group the concrete strength of the original columns is varied from 90kg/cm^2 in specimens (CE2 and CE5*) to 260kg/cm^2 in specimens (CE1 and GE4*). The details of these specimens are given in figure (2). The second group deals with the height of jacket which simulates the method of casting the top part of the jacket. The height of jacket is less than the height of core (original column) by 5 cm in specimens (CE1 and CE4*), but it is equal to the height of core in specimens (CE3 and CE6*). Figure (3) shows the details of these specimens. As shown in figure (4), the third group specimens (CC1 and CC1*) is concerned with the effect of pre-loading on the behavior of jacket in case of corner columns. The reference columns specimens RF1, RF2, RF3, and C which have the details shown in figure (5) are studied for comparison of the predescriped specimens test results.

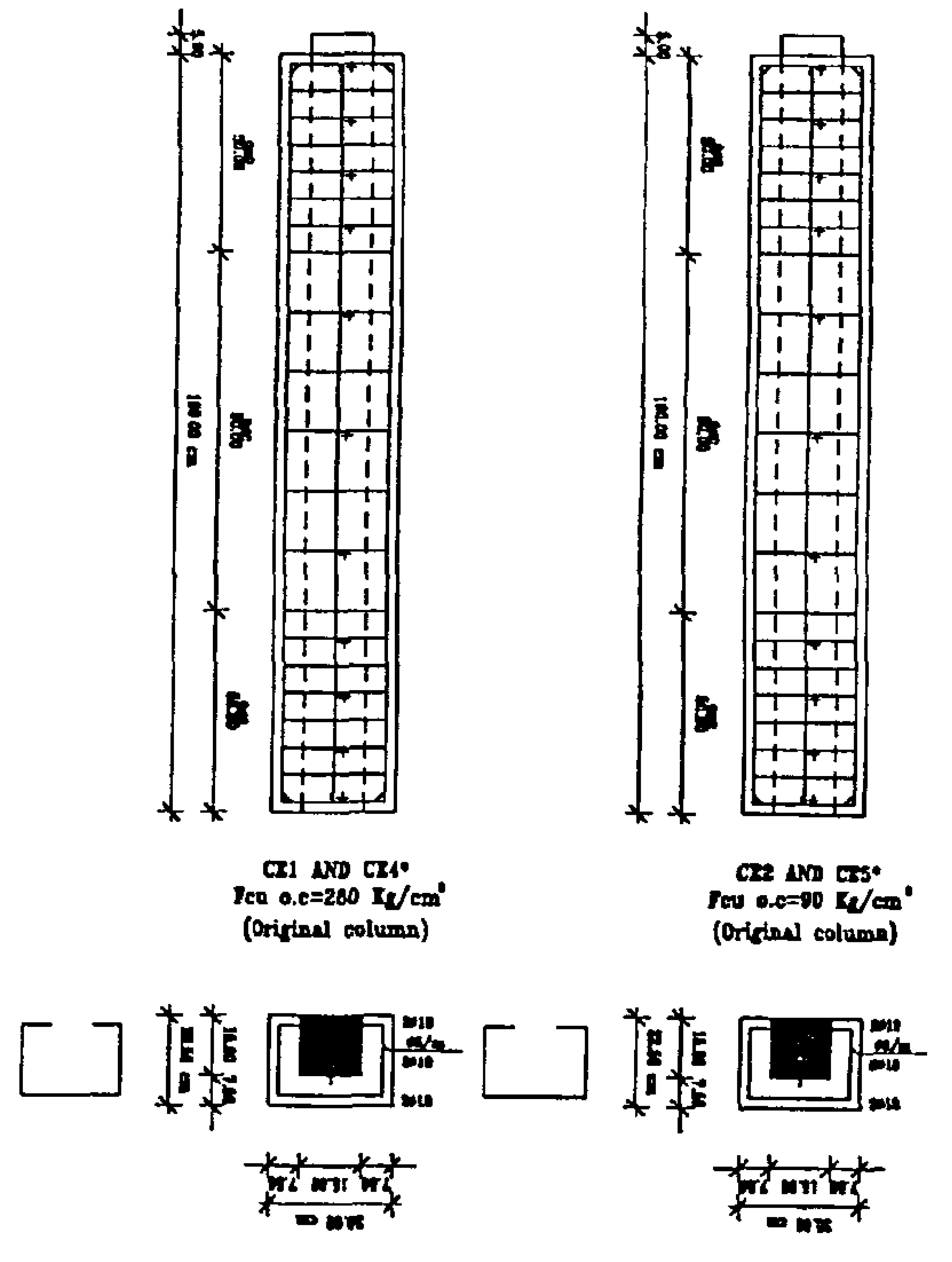


Fig. 2- Description of First Group

TEST ARRANGEMENT AND INSTRUMENTATION

All specimens were tested using test machine available in the concrete research laboratory of Cairo University capacity 500ton and maximum specimen height is six meters, as shown in figure (6).

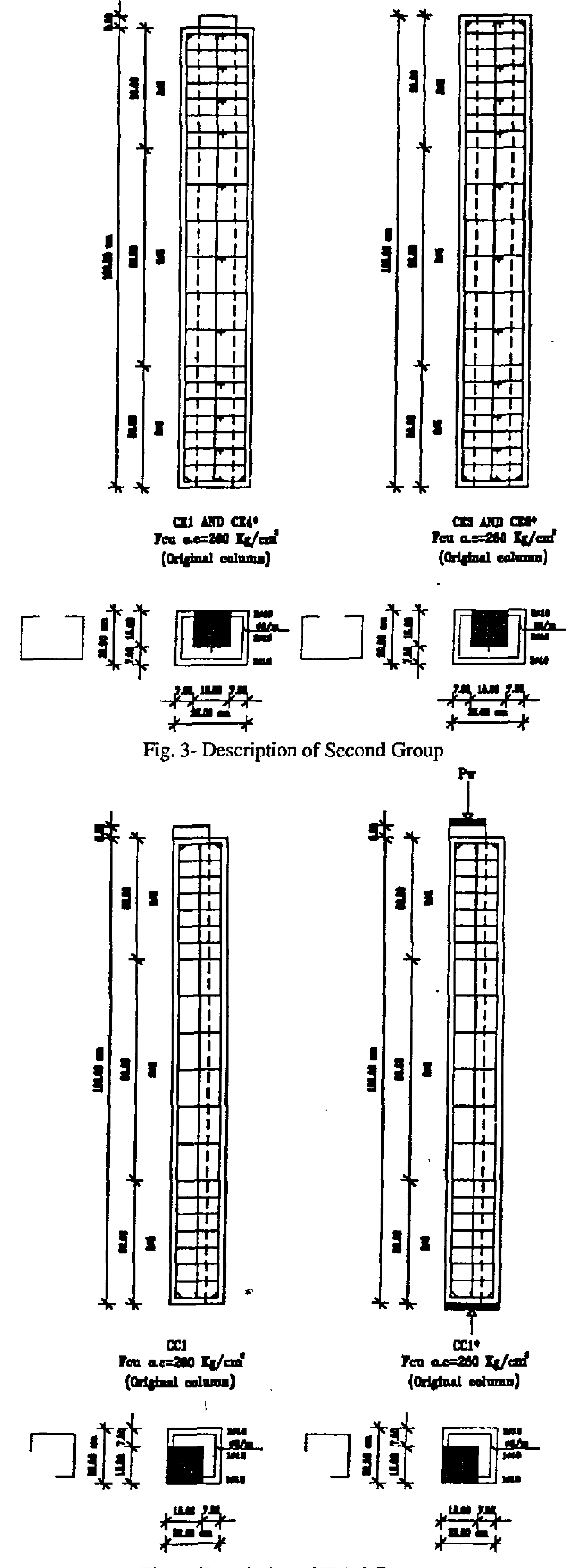


Fig. 3- Description of Second Group

Fig. 4- Description of Third Group

STRENGTHENING OF EXTERIOR AND CORNER PRELOADED COLUMNS BY CONCRETE JACKETS

By
Abdel-Hay A.S*, M. Rabie, Mostafa M.T*****

ABSTRACT

Repair of damaged or partially damaged concrete structures are now being widely considered a more economic substitute than the complete demolition of the structure. Many researches had been carried out to study the behavior of jackets and original columns under conditions of total release of load on interior column during jacket casting. Few of them study the effect of pre-loading the original column on the behavior of jacketed exterior and interior columns.

In this research, jacketing of vertically casted edge and corner columns under pre-loading the original column were studied. The main conclusions are given at the end of the paper.

KEY WORDS: Repair, Column Jacket, Concrete Jacket, Pre-loading, Corner column, Edge column.

INTRODUCTION

Experimental investigations of strengthened or repaired columns are generally conducted on unloaded original column in spite of the fact that it is very rarely to have an unloaded strengthened column in the field. Few of them deal with loaded original interior columns. Ugurersoy, A. Tugral Tunkot, and Ramadan S. (8), carried out research in repair and strengthening of preloaded columns. They concluded that the specimen in which jacketing was made under load behaved almost as well as the one in which jacketing was made after unloading.

H.M. Allam (1) also, carried out a research in strengthening of preloaded interior columns. He concluded that the efficiency of jacket decreases as stress level in original column increases and he also, suggested an empirical formula to predict the ultimate load of the jacketed preloaded interior columns.

It can be noticed that, the case of side and corner preloaded columns are essential to be investigated.

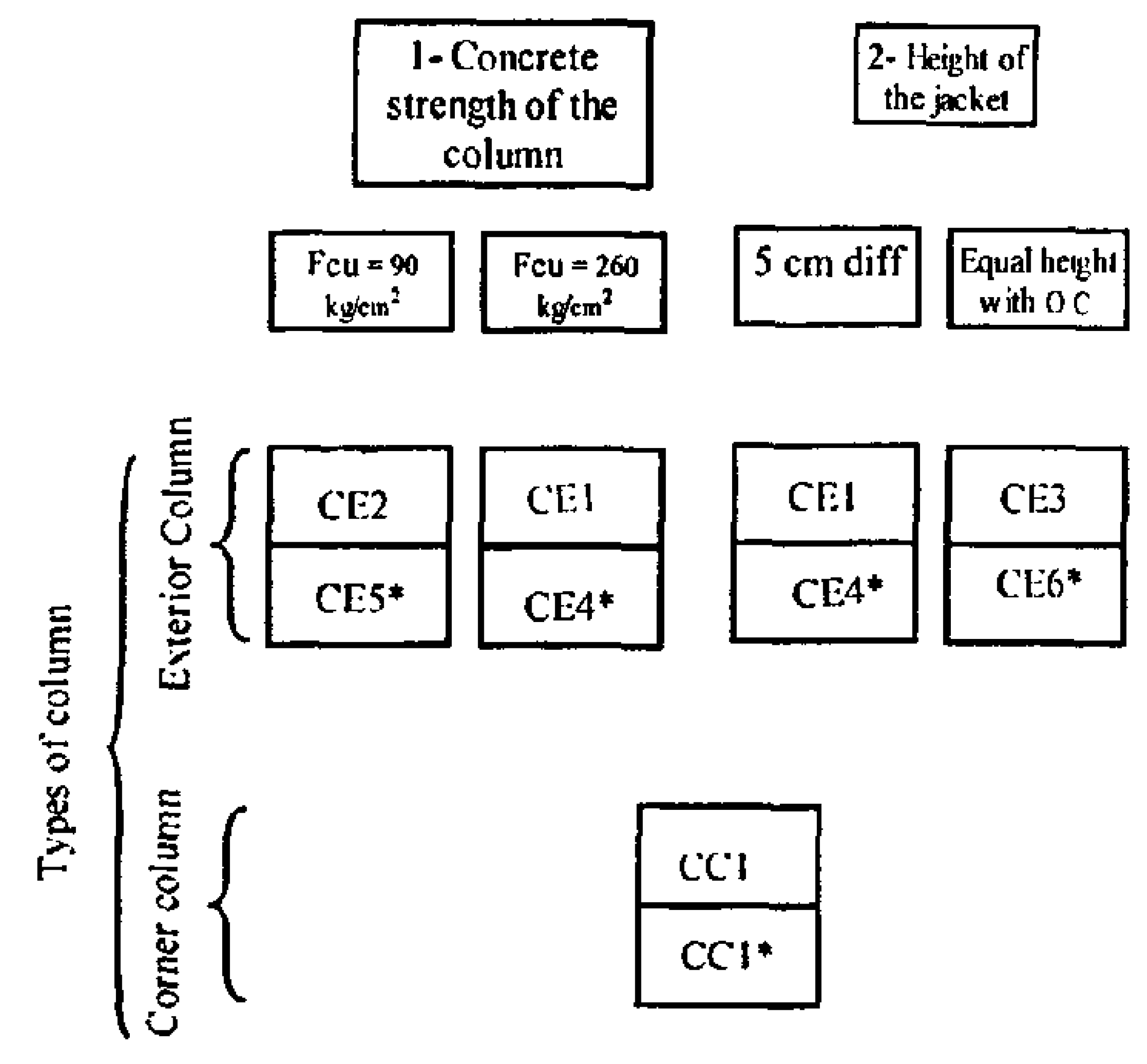
* B.Sc. Civil Engineering, Cairo University, 1994, Egypt.

** Assit. Prof. Structural Engineering Dept. Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.

*** Prof. Structural Engineering Dept. Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.

DESCRIPTION OF EXPERIMENTAL WORK

The test program consists of twelve specimens which is divided into four groups, the first and the second one are concerned with exterior columns, while the third one deals with corner columns, and the experimental results of jacketed columns are compared with results of reference columns in fourth group. Flow chart in figure (1) shows the proposed experimental program.



Jacketed columns have the sign "*" are loaded with working loads, which are applied on the original columns only.
C, RF1, RF2, and RF3 are reference columns of core and jacketed columns.

Fig. 1- Experimental Test Program

6- *Mendis, P.A. and Panagopoulos, C.,"Applications of High Strength Concrete in Seismic Regions", 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE), Auckland, New Zealand, Jan.-Feb. 2000, Paper No. 809.*

7- *Azizinamani, A. et al, "Seismic Behavior of Square High Strength Concrete Columns", ACI Structural Journal, V91 N3, 1994, pp 336-345.*

8- *Kunnath, S.K, Reinhorn, A.M and Lobo, R.F., "IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", Technical Report NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research. State University of New York at Buffalo, N.Y 14261, 1992.*

9- *Mander, J.B., "Seismic Design of Bridge Piers", Ph.D. Dissertation. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, New Zealand.*

10- *Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons Inc., New York, 1975.*

11- *Richart, F.E., Brandtzaeg, A. and Brown, R.L., "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses", University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No. 185, 1928.*

12- *Kent, D.C. and Park, R., "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, ST7, 1971, pp. 1969-1990.*

13- *Paulay, T. and Priestley, M., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley & Sons, New York, 1992.*

14-*El Sherbeny, H.A., Torkey, A.M., Fathy, M.A. and Issa, M.E., "Effect of Floor Diaphragm Characteristics on the Response of R.C. Buildings", Egyptian Society of Engineers, Vol. 37, No. 2, 1998, pp. 3-11.*

15- *Collins, M.P, Mitchell, D. and MacGregor, J.G., "Structural Design Considerations for High-Strength Concrete", Concrete International, May 1993, pp. 27-34.*

16- *Collins, M.P. and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structures", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1991, 766 pp.*

17- *Carrasquillo, R.L., Nilson, A.H., and Slate, F.O., "Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads", ACI Journal, Vol. 78, No. 3, May-June 1981, American Concrete Institute, Detroit, pp. 171-178.*

18- *Cusson, D., Paultre, P., "Stress-Strain Model for Confined High Strength Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, V121 N3, 1995, 468-477.*

19- *Mahdy, T.M., "Behavior of High Strength Concrete Columns under Axial Loads and Simulated Seismic Loads", Msc Thesis submitted to Cairo University, 1997.*

20- *Thomsen, J.H. and Wallace, J.W., "Lateral Load Behavior of Reinforced Concrete Column Constructed Using High Strength Materials", ACI Structural Journal, Vol. 91, Sept. 1994.*

21- *Kimura, H. and Sugano, S., "Seismic Behavior of High Strength Concrete Slender Wall under High Axial Load", Paper No. 653, Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Published by Elsevier Science Ltd., 1996.*

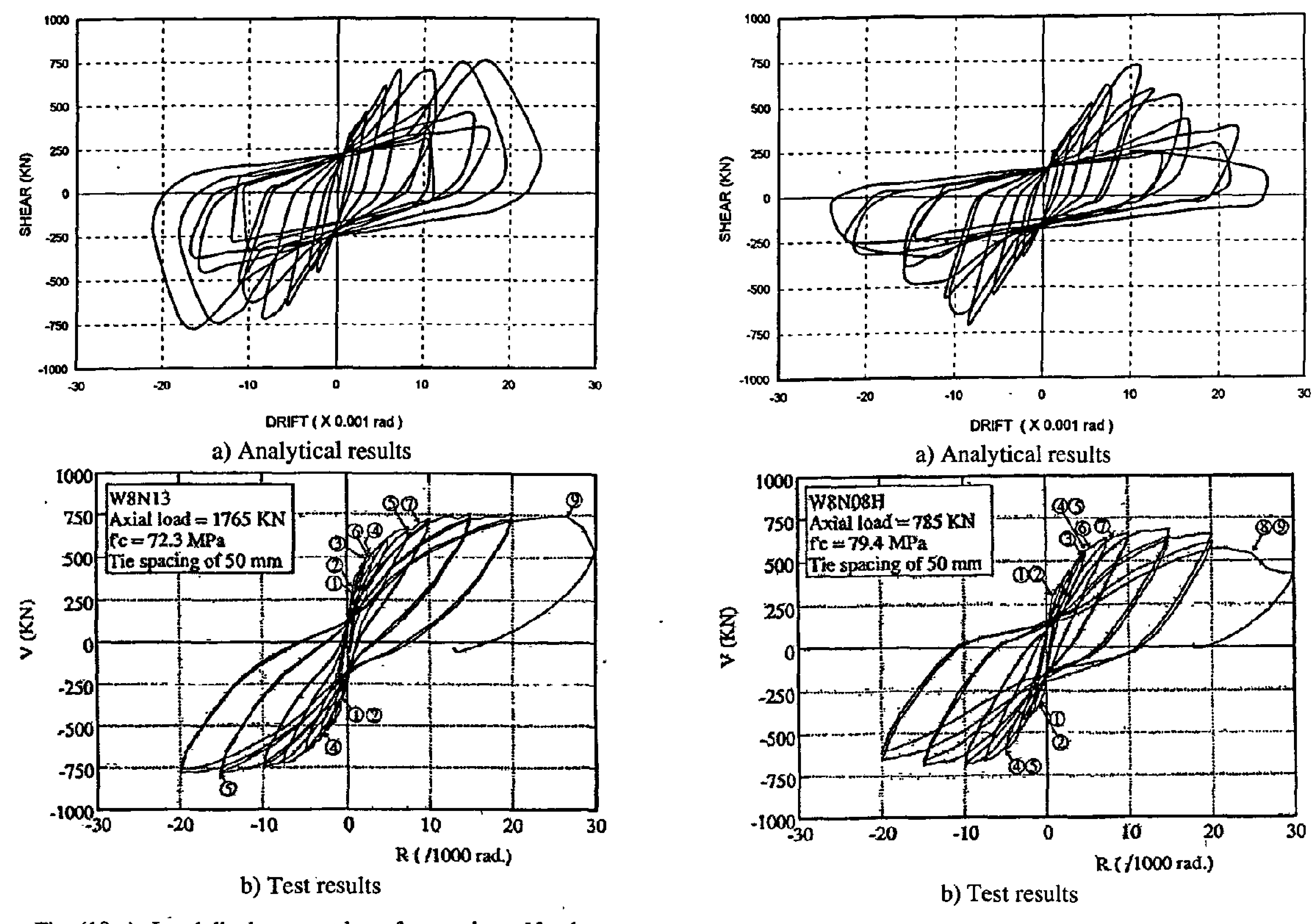


Fig. (10-a)- Load displacement loop for specimen No. 1.

Fig. (10-b)- Load displacement loop for specimen No. 2.

capability of "IDARC-M" for predicting the seismic behavior of HSC structural elements. Within the scope of the current investigation, the analytical initial stiffness of restoring force was higher than experimental one. This may reveal the need for further calibration of the current hysteretic model parameters, especially stiffness, strength and degradation of HSC.

REFERENCES

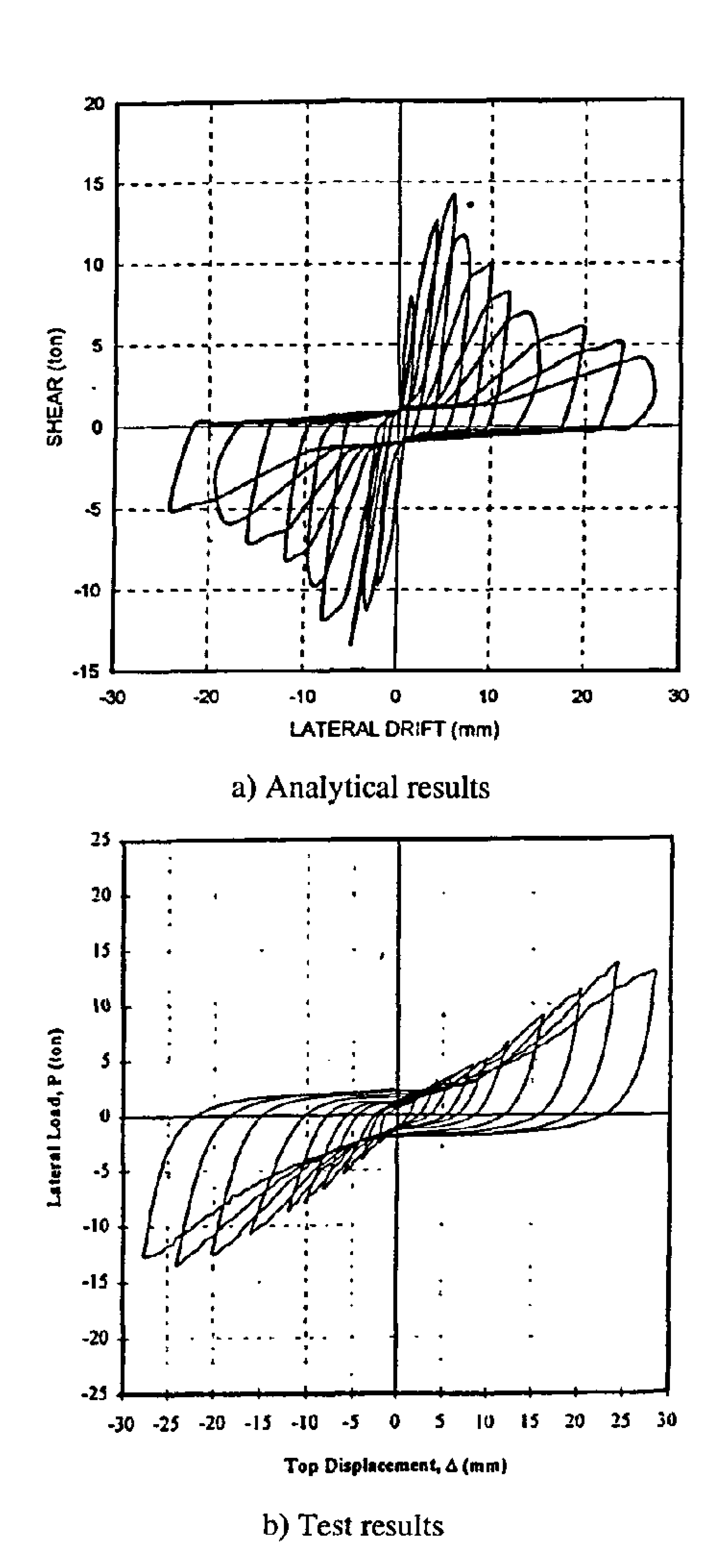
1- *Kimura, H. et al. "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Using Ultra-High-Strength Concrete Under High axial Load", Fourth International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Paris, France, 1996, pp 893-904.*

2- *Ibrahim, H.H and MacGregor, J.G., "Tests of Eccentrically Loaded High Strength Concrete Columns", ACI Structural Journal, Vol. 93, Sept. 1996.*

3- *Beolchini, D. et al, "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of High Strength RC Columns", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, 1998, CD Rom.*

4- *Park, R,"Some Current and Future Aspects of Design and Construction of Structural Concrete for Earthquake Resistance", Australian Structural Engineering Conference, Auckland, 1998, pp 1-16.*

5- *El-Hashimy, M.M, Soliman, M.I. and Hakim, T.M, "Exterior Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Ductile Frames", Fifth International Colloquium on Concrete in Developing Countries, Jan. 3-6, 1994, Cairo, pp. 765-776.*



a) Analytical results

b) Test results

Fig. (8-c)- Load displacement loop for specimen C5.

0.03. Two specimens (W8N13 and W8N08H) were analyzed by IDARC-M in order to check its accuracy and validity. The first specimen, W8N13, had an axial load of 1275 KN and tie spacing of 50 mm, and the second one, W8N08H, had an axial load of 785 KN and tie spacing of 50 mm also.

Figures (10-a) and (10-b) show the load displacement hysteresis loops obtained from both test results and the computer analysis for the chosen specimens. Kimura and Sugano [21] found experimentally that there is an increase of the displacement with the reduction of axial load for the same concrete strength. However, the second specimen "W8N08H" subjected to a lower axial load exhibited smaller displacement than that of

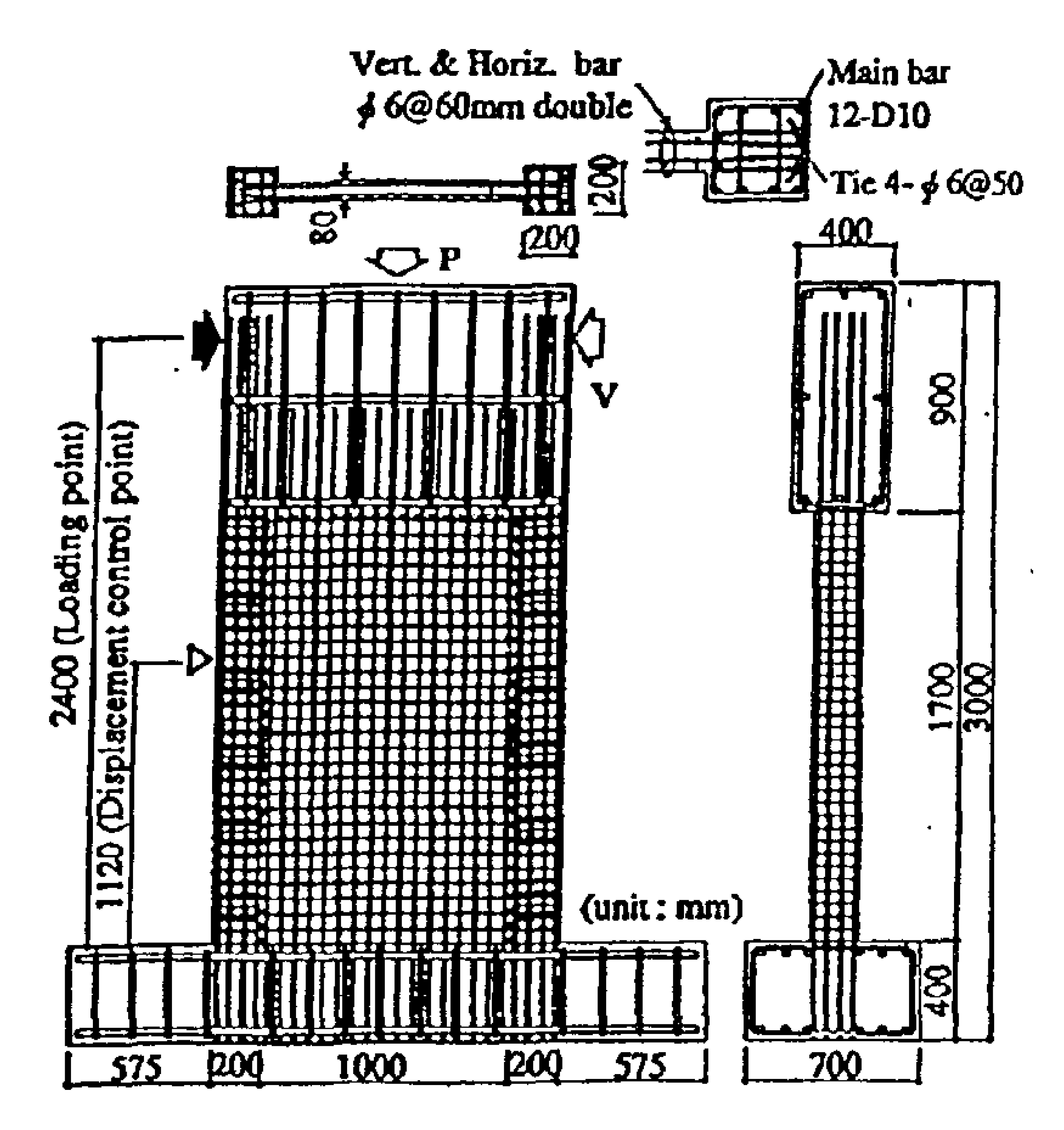


Fig. 9- Details of test specimen (W8N13) [21].

the first specimen "W8N13" subjected to a higher axial load (1300 kN). This may be attributed to the high strength of the main steel bars used in the boundary elements of specimen W8N08H which lead, in turn, to a load drop as a result of fracture of such steel. The experimental and analytical results are listed in Table (1). Figure 10 and Table (1) show that the results obtained from IDARC-M are in a good agreement with those obtained experimentally by Kimura and Sugano [21].

Table 1- Results of HSC Slender Wall under High Axial Load

Specimen Number	Experimental Results		IDARC-M Results	
	Load (KN)	Displacement* (0.001 rad)	Load (KN)	Displacement* (0.001 rad)
Specimen (1) "W8N13"	763	15	763	11.12
Specimen (2) "8N08H"	689	15	703.9	12.5

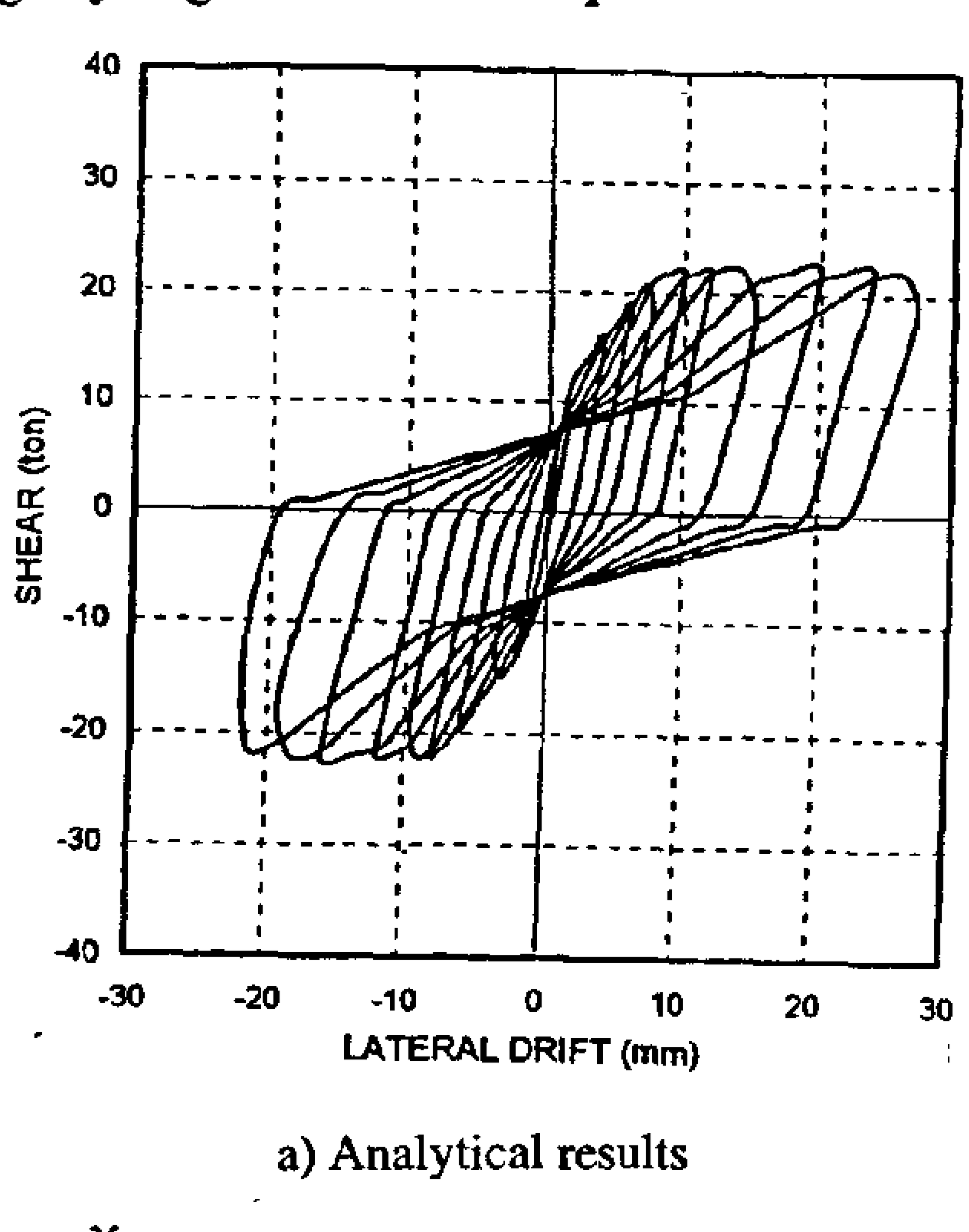
*Displacement obtained at 80% of the maximum load

CONCLUSION

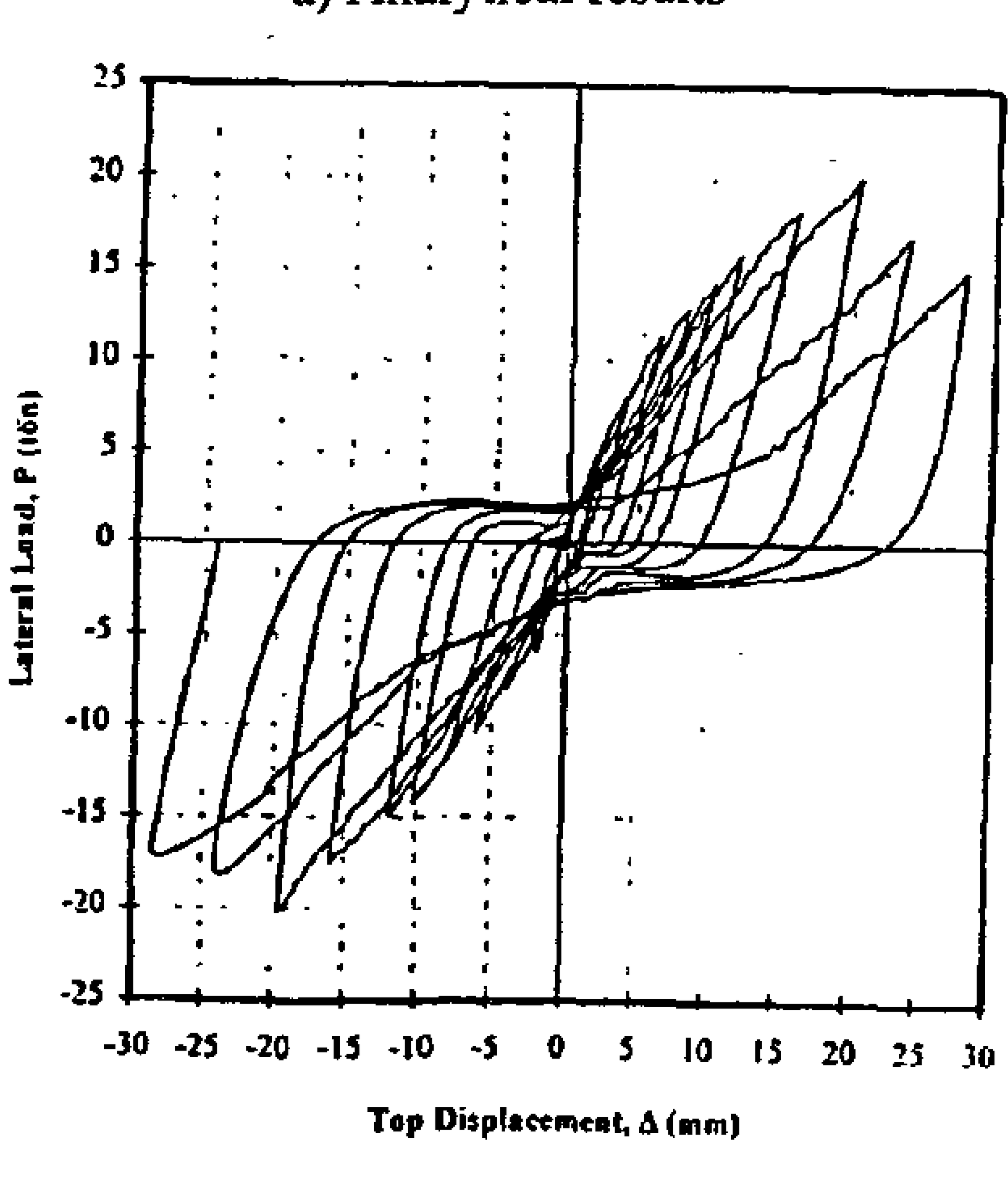
A summary of the major modification and enhancements to the computer model, IDARC 3, was presented. The modified version "IDARC-M" was developed in this study to analyze HSC structural elements under static and reversed cyclic loads. The proposed material model for HSC was easily linked to the original package.

The good agreement between the results obtained from the modified version and experimental results established the validity and

approximately. In addition, it can be noticed from the results of specimens C1 and C4 that tie configuration has a negligible effect on the strength and deformability of these specimens which were subjected to moderate axial compressive forces. This is similar to the observations reported by Thomsen and Wallace [20]. However, Figures (8-a) and (8-b) show that specimen C4 displayed significantly higher strength decay rate than that of specimen C1. It can be argued that specimen C4 had no cross ties "Type 2 tie configuration". It can be seen from Figure 8 that, generally, the analytical results are in a good agreement with those obtained experimentally. However, the analytical results are slightly higher than the experimental ones.

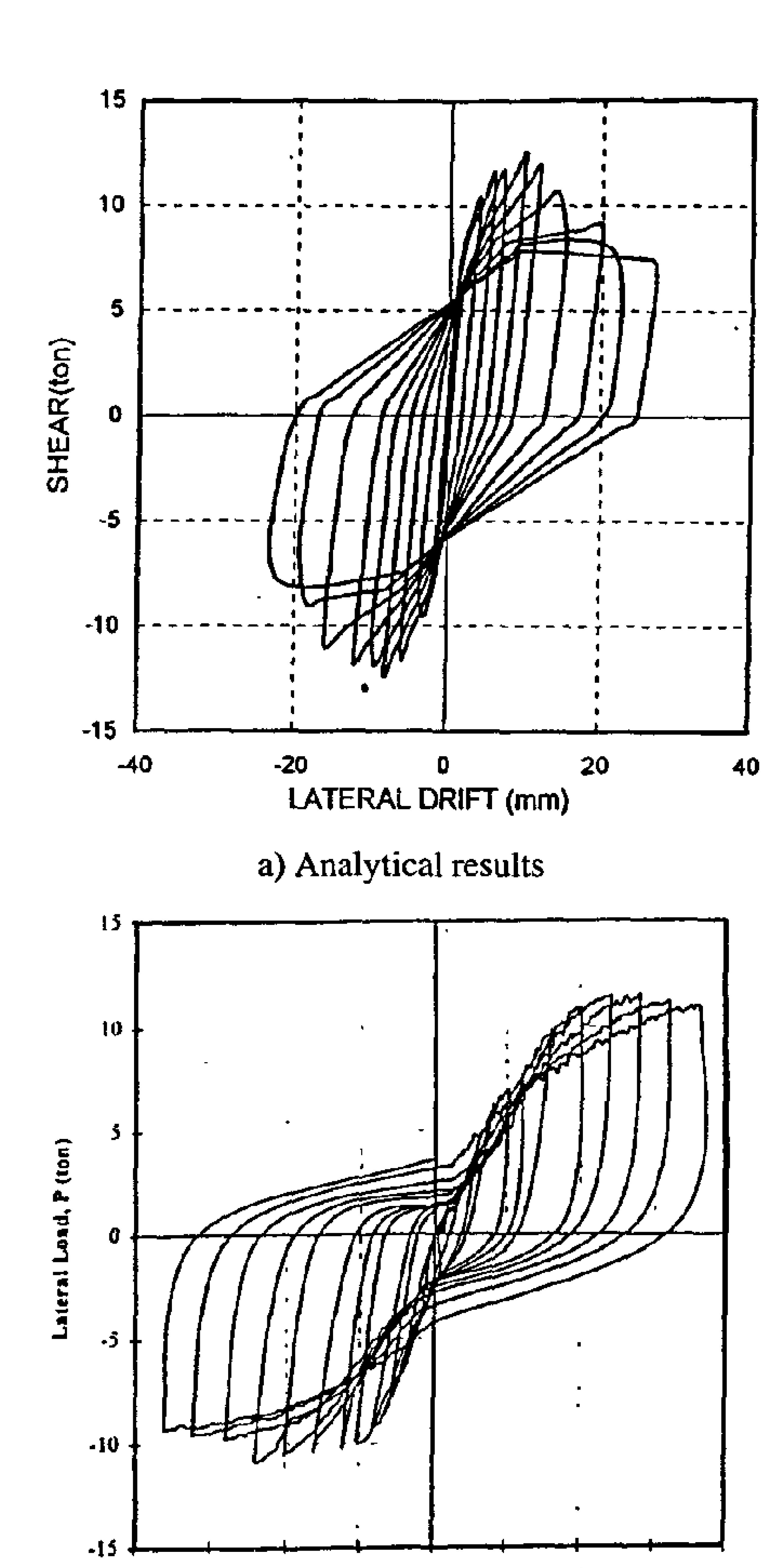


a) Analytical results



b) Test results

Fig. (8-a) - Load displacement loop for specimen C1.



a) Analytical results

b) Test results

Fig. (8-b)- Load displacement loop for specimen C4.

Seismic Behavior of HSC Slender Wall under High Axial Load

An experimental investigation was carried out to examine the behavior of five wall specimens with barbell shaped cross section under reversed cyclic loading [21]. Sizes of boundary elements and wall thickness are illustrated in Figure 9. The studied variables were concrete strength (40 and 80 MPa), axial load (1800, 1300 and 800 KN), yield strength of longitudinal bars in boundary elements (400 and 600 MPa) and tie spacing of boundary elements (50 mm and 35 mm). Loading history employed consisted of displacement angle of one cycle of ±0.002, 0.0033, 0.005 and 0.0075 followed by two cycles of ±0.01, 0.015, 0.02 and

The stress-strain curves that result from the above equations for a range of concrete strengths are shown in Figure 5. Confining effect by the lateral reinforcement on the compressive descending part of the stress-strain relationships was represented by Kent-Park model as described previously [12 and 18].

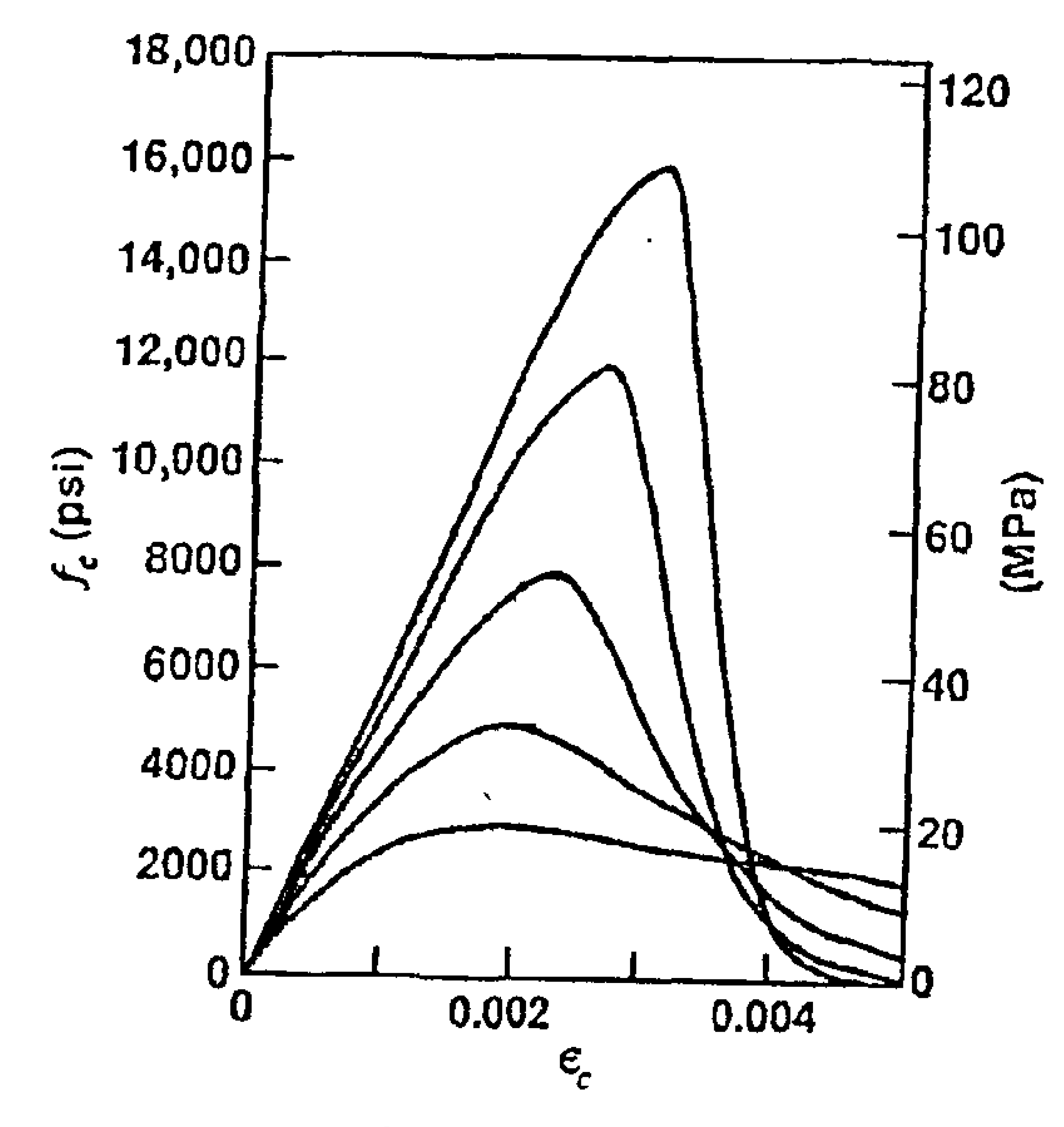


Fig. 5- Influence of concrete strength on shape of stress-strain relationship [15]

VALIDITY OF THE MODIFIED PROGRAM "IDARC-M"

In order to verify the modified model, three different structural elements experimentally tested in the literature were analyzed. This section presents the studied cases, emphasizing geometric and material descriptions, the input excitation and selected results.

Behavior of HSC Columns under Axial Loads and Simulated Seismic Loads

Eight square columns representing base story columns under combined constant compressive axial load and increasing lateral cyclic load were experimentally tested in order to investigate the behavior of HSC columns confined by rectilinear ties and subjected to different loading conditions [19]. The main variables were the concrete compressive strength, the amount of transverse reinforcement, the yield strength of transverse reinforcement, the tie configuration, the level of applied axial load and the history of the applied lateral load. Three column specimens were chosen for the analytical modeling by IDARC-M, namely, C1, C4 and C5. Details of the studied specimens are shown in Figure 6. All specimens had identical longitudinal steel with a ratio equal to 2.26%, nominal yield strength of 3600 kg/cm^2 and lateral ties 10 mm bar diameter every 5 cm, except C4 had lateral ties of 12 mm diameter every 5 cm. Two different configurations of ties were used; type 1 for columns C1 and C5 and type 2 for column C4 (see Figure 6). Specimen C5 was tested under lateral load only, while all other specimens were subjected to axial load equals 12% of the nominal axial strength in addition to a lateral load history as shown in Figure 7.

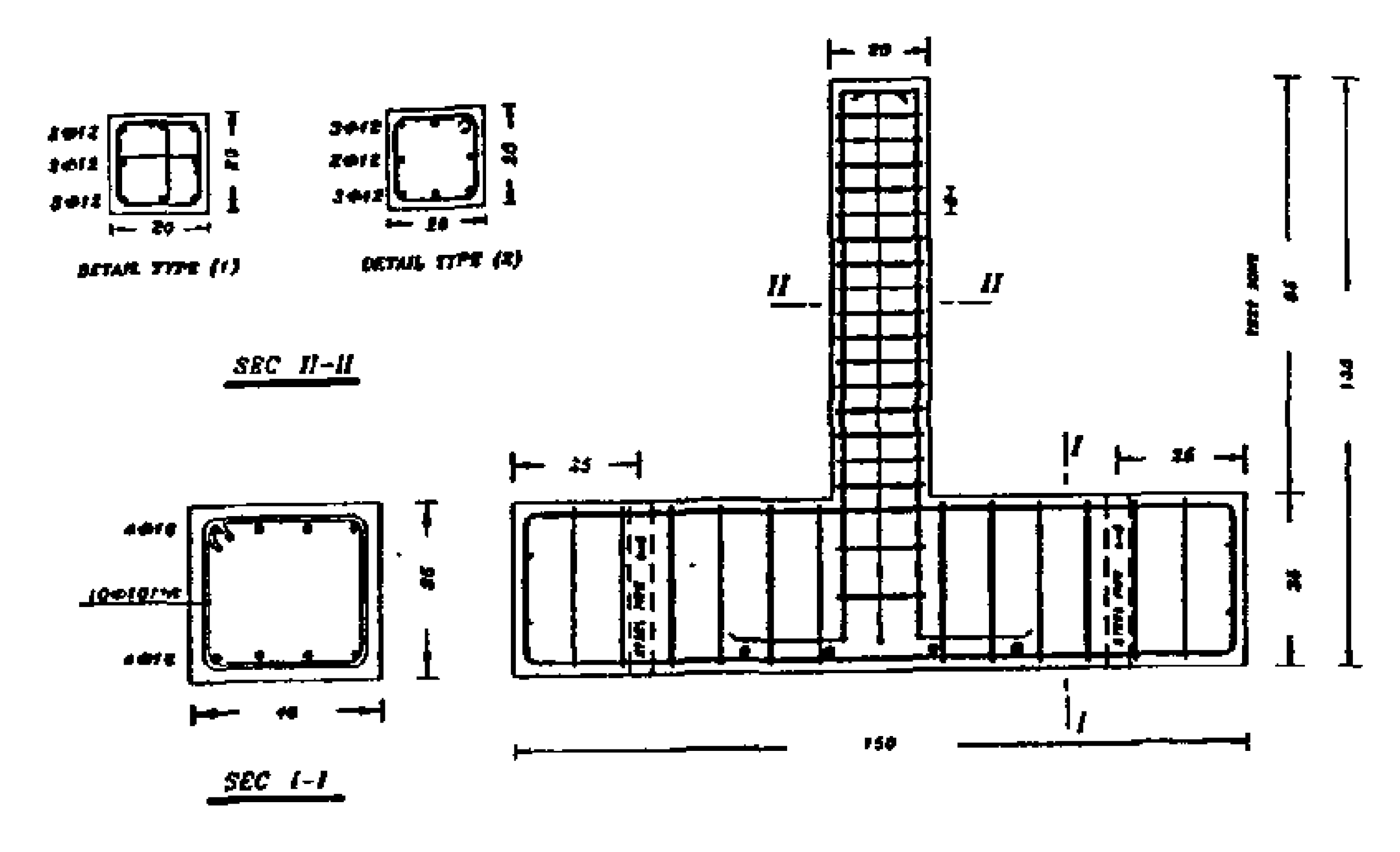


Fig. 6-Details of specimens reinforcement [19].

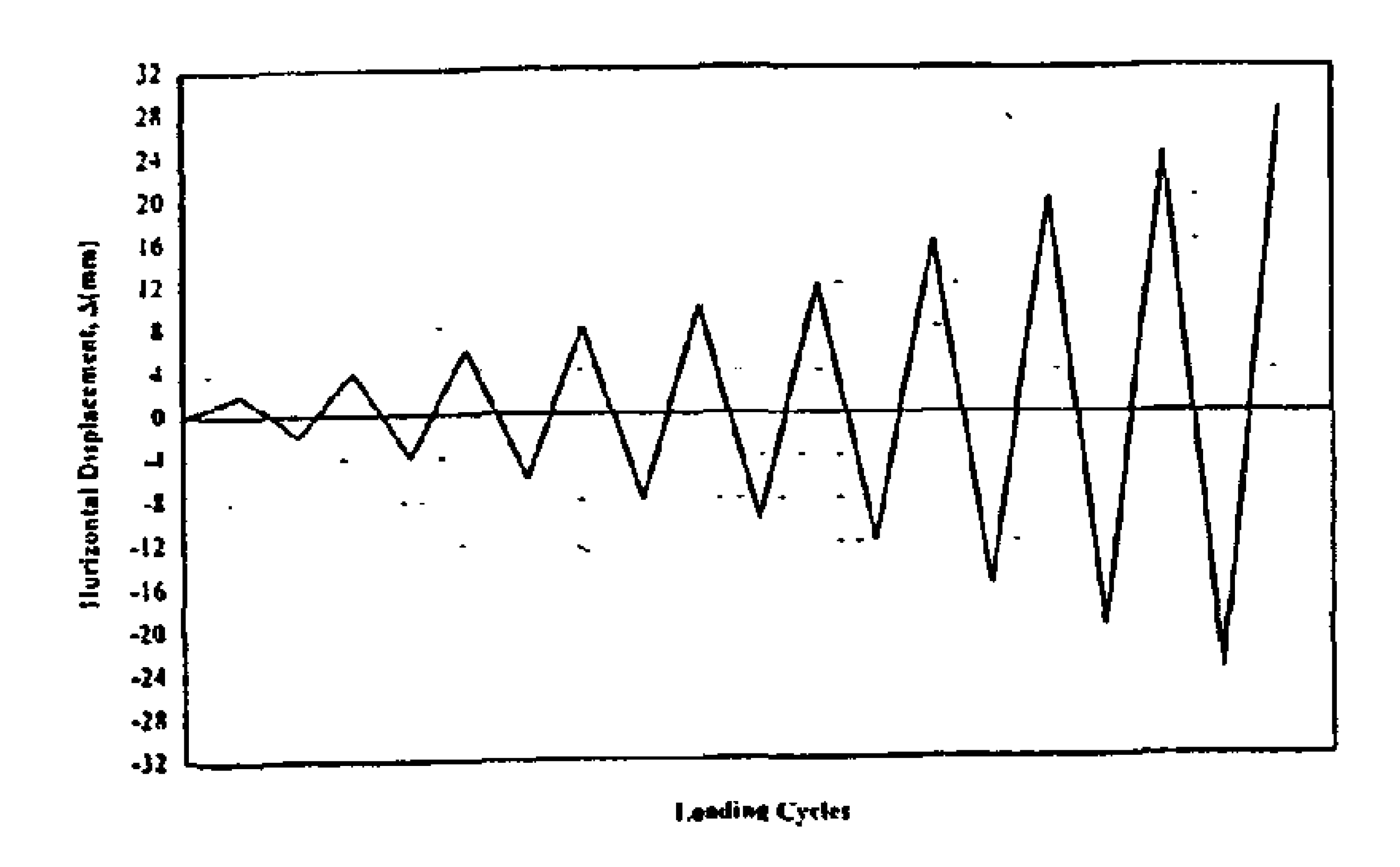


Fig. 7- Nominal lateral loading history [19].

Figures (8-a), (8-b) and (8-c) illustrate the load displacement hysteresis loops obtained from both test results and the computer analysis for the three chosen specimens. The figures show that the axial load ratio had a significant influence on the performance of high strength concrete columns under seismic loading. For example, the capacity of specimen C1, tested under axial stress ratio of 12%, was higher than that of specimen C5, which was tested under lateral load only, by 35%

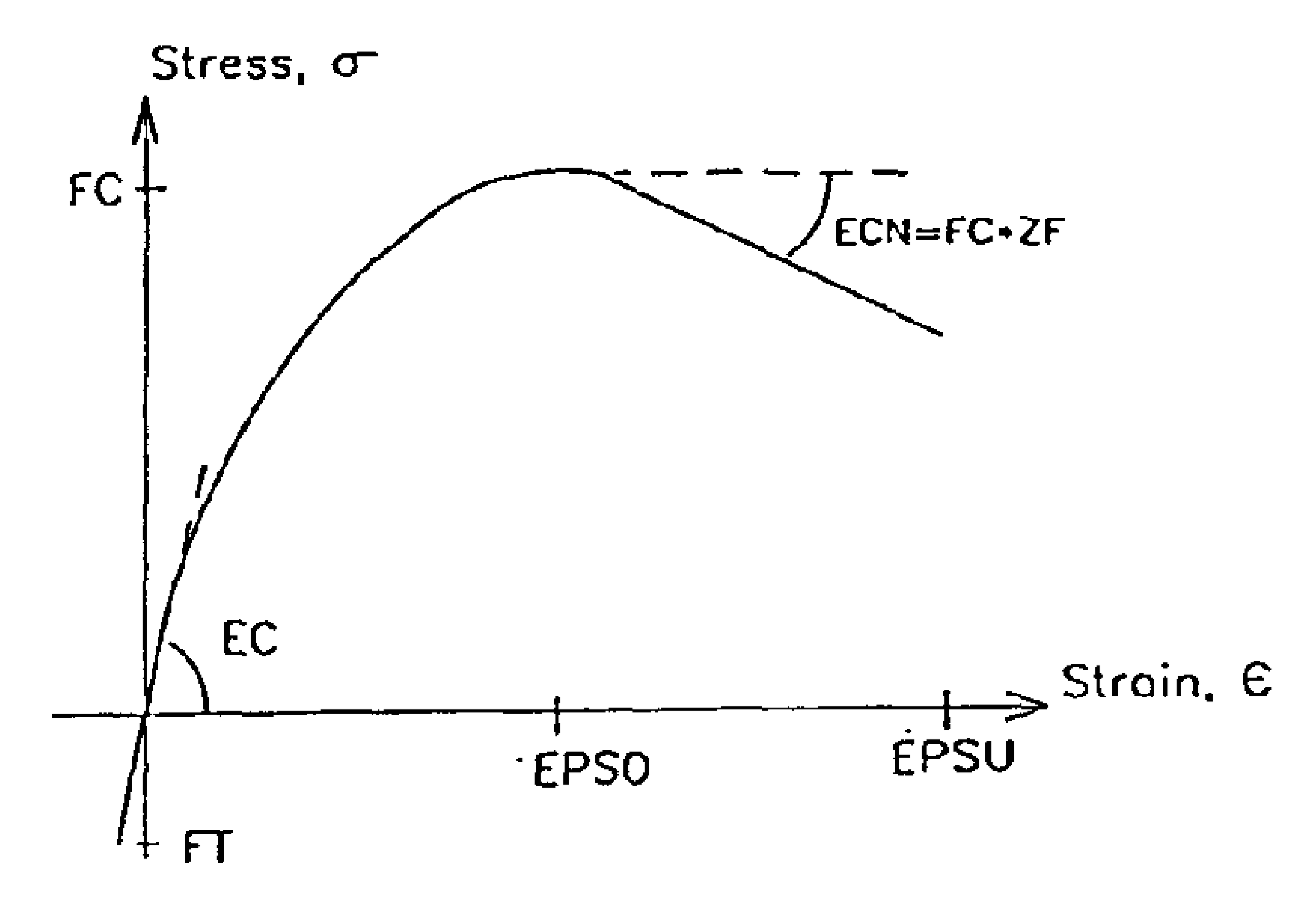


Fig. 2- Stress-Strain curve for unconfined concrete [8].

Reinforcement

The longitudinal and lateral reinforcement in columns, beams and walls were assumed to be a linear element. The stress-strain relationships of the longitudinal and lateral reinforcement were assumed to be bilinear and trilinear, respectively (see Figure 3).

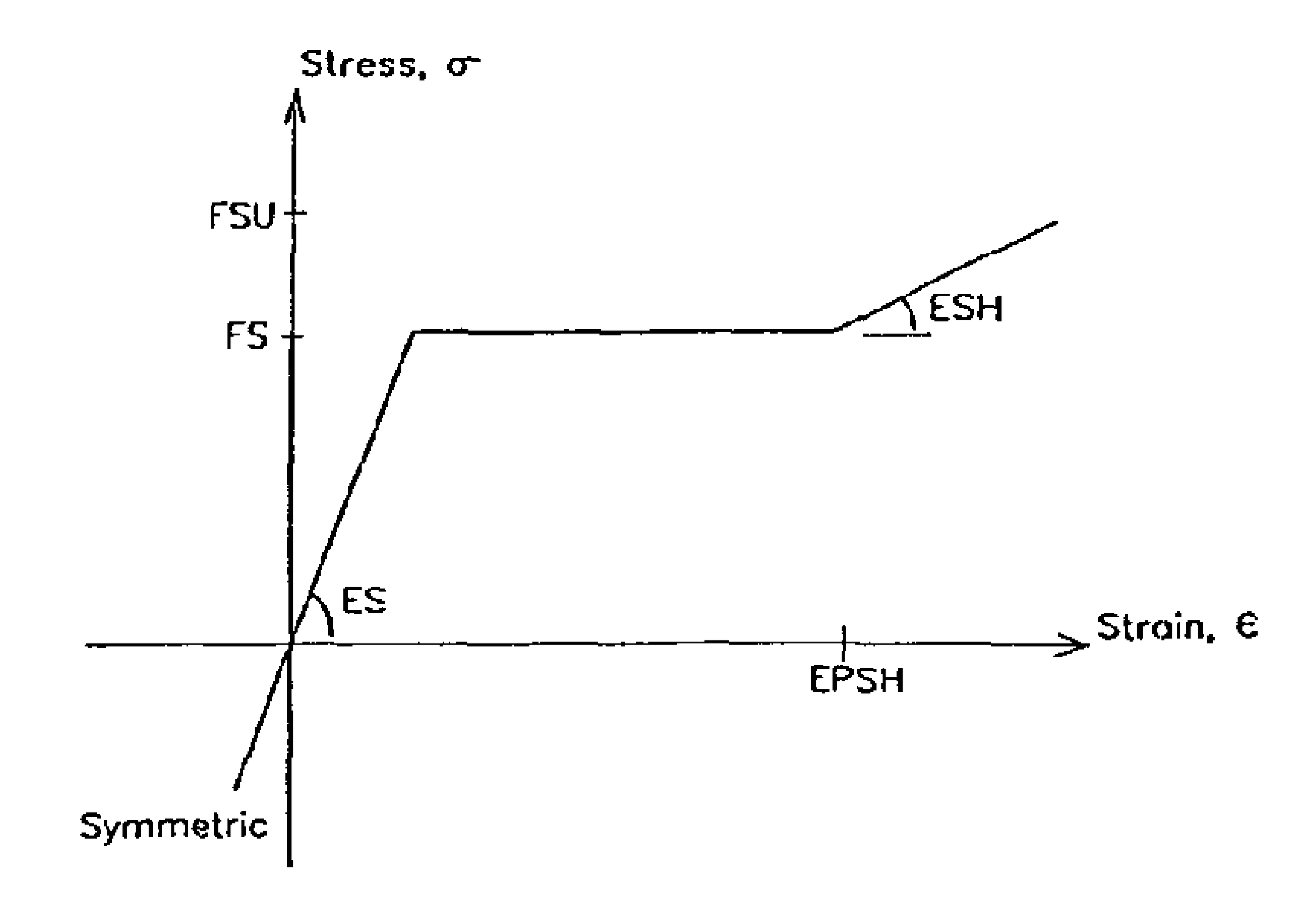


Fig. 3- Stress-Strain curve for reinforcing bars [8]

Hysteretic Response Modeling

The hysteretic model for the analysis includes three parameters in conjunction with non-symmetric trilinear curve to establish values under which inelastic loading reversals take place [14]. The three main parameters represented in the model are stiffness degradation α, strength deterio-ration β and bond-slip or pinching γ. These para-meters can be combined in various ways to achieve a wide range of hysteretic behavior patterns (Figure 4). Details of hysteretic para-meters formulation are outlined elsewhere [8].

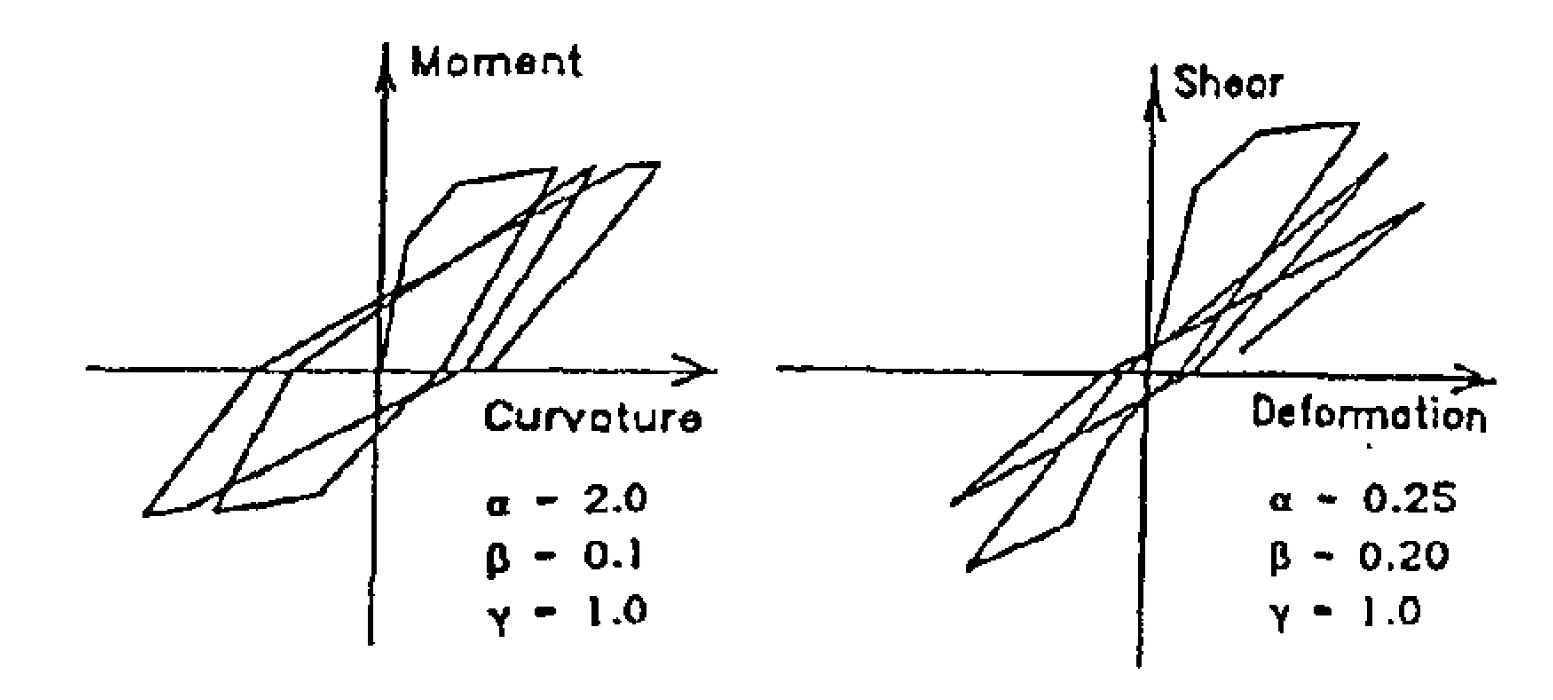


Fig. 4- Three parameter hysteretic modeling of beam-columns and walls [14]

Further Development of Material Modeling "IDARC-M"

The authors modified the program in order to be capable for the analysis of HSC structures. A model developed by Collins et. al. [15] was used for the ascending part of the compressive stress-strain relationships as follows:

$$\sigma_C = \sigma_B . \frac{\varepsilon_C}{\varepsilon_B} . \frac{n}{n-1+(\varepsilon_C / \varepsilon_B)^{nk}} \tag{7}$$

where;

σ_C = stress in concrete (kgf/cm^2)

σ_B = compressive strength of concrete (kgf/cm^2)

ε_C = strain in concrete

ε_B = strain in concrete at the compressive strength

k equals 1 when $\varepsilon_C / \varepsilon_B$ is less than 1 and when $\varepsilon_C / \varepsilon_B$ exceeds 1,

Collins and Michell [16] suggested that:

$$k = 0.67 + \sigma_B /620 \quad (\text{kg/cm}^2) \tag{8}$$

and that

$$n = 0.8 + \sigma_B /170 \quad (\text{kg/cm}^2) \tag{9}$$

If the initial stiffness of concrete, E_c of the stress-strain curve is known or can be estimated, the strain at peak stress, ε_B can be found from:

$$\varepsilon_B = \frac{\sigma_B}{E_c} . \frac{n}{n-1} \tag{10}$$

While E_c depends strongly on the stiffness of the aggregates being used, Carrasquillo et al. [17] suggested that:

$$E_c = 10500\sqrt{\sigma_B} + 69000 \quad (\text{kg/cm}^2) \tag{11}$$

The ultimate strain, ε_u can be obtained as follows:

$$\varepsilon_\mu = \frac{0.8}{Zf} + \varepsilon_B \tag{12}$$

beams and discrete spring elements. Details of the element types that currently exist in the IDARC library can be found in the program user manual [8].

Moment-Curvature Envelopes

The moment-curvature analysis used in the program is adopted from Mander [9]. The analysis is carried out on the cross-section by dividing the concrete area into a number of layers or fibers. Steel areas and their respective locations are identified separately. Figure (1) shows a typical rectangular section subjected to a combination of an axial load and a moment. The strain at any section is given by:

$$\varepsilon(z) = d\varepsilon_o + z\,d\varphi \quad (1)$$

where $d\varepsilon_o$ is the centroidal strain, z is the distance from the reference axis and $d\varphi$ is the curvature of the cross-section. The complete procedure for developing the moment-curvature envelope is detailed in the program user manual [8]. It is worth mentioning that the effect of hoop spacing on column capacity of circular sections is included in the program. It is assumed that the capacity of the column remains unchanged after the concrete cover has spalled. Hence,

$$0.85\, f_c'\; A_g = f'cc\; A_{cc} \quad (2)$$

where f_{cc} is the confined compressive strength, A_{cc} is the area of concrete core and A_g is the gross concrete area. Park and Paulay, [10] gave an expression relating confined to unconfined strength of concrete, which was based on the confining stress relation of Richart et al, [11]:

$$f'_{cc} = f_c' + 2.05\,\rho_s\, f_y \quad (3)$$

where ρ_s is the volumetric ratio of confinement steel to core concrete, given by:

$$p_c = \frac{A_h JId_c}{SA_{CC}} \quad (4)$$

where A_h is the cross-sectional area of the hoop steel, d_c is the diameter of the concrete core, and S is the spacing of hoops. The modified compressive stress of concrete is finally obtained from substitution of Equation (3) into Equation (2):

$$f'_{cm} = \frac{(f_c' + 2.05 p_s f_y)A_{CC}}{0.85 A_g} \quad (5)$$

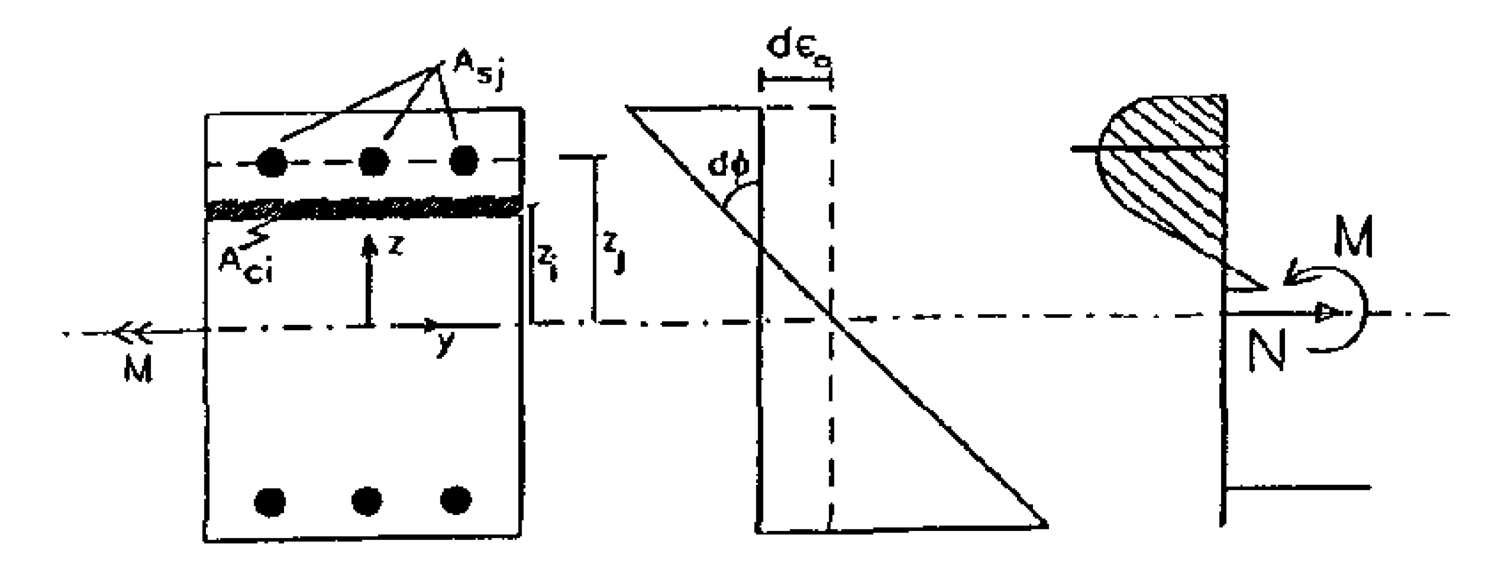


Fig. 1- Section detail for fiber model analysis [8].

Material Modeling

Concrete

Program IDARC3 was originally developed for normal strength concrete. The stress-strain relationship for unconfined concrete is shown in Figure (2). The relationship for concrete in tension is linear till cracking. After cracking, tension cut-off was assumed, and the stiffness normal to a crack direction was set to be zero. The only factor that considered influencing the ultimate deformation capacity of the section is the degree of confinement. Since confinement does not significantly affect the maximum compressive stress, the original program only considers the effect of confinement on the downward slope of the concrete stress-strain curve (see Figure 2). The effect was expressed by Kent and Park [12] as the factor Zf to define the descending branch and was included in the program:

$$Zf = \frac{0.5}{\varepsilon_{50\mu} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_o} \quad (6)$$

where:

$$\varepsilon_{50\mu} = \frac{3.0 + \varepsilon_o f_c'}{f_c' - 1000.0}$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 p_s \sqrt{\frac{\bar{b}}{s_h}}$$

in which $\bar{b}$ is the width of the confined core, and s_h is the spacing of hoops. The effect of introducing this parameter to define the descending branch of the concrete stress-strain curve is to provide additional ductility to well confined columns. Improved formulations for stress-strain behavior of confined concrete can be found elsewhere [13].

NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF HIGH STRENGTH CONCRETE STRUCTURES

By
Ibrahim G. Shaaban *, Akram M. Torkey**

ABSTRACT

This research deals with studying the response of High Strength Concrete (HSC) structural elements subjected to transverse forces simulating seismic actions. The analysis of such elements necessitated further development of the Inelastic Damage Analysis Program Code "IDARC3" in order to predict the behavior of HSC elements. The authors developed a modified version of the program, titled, "IDARC-M" in this investigation. The program was validated by comparing the obtained hysteretic load deformation curves with the experimental results of different structural elements published in the literature.

INTRODUCTION

Although the use of HSC with compressive strength higher than 500 kg/cm^2 has become more common in reinforced concrete members, especially in columns, there is a difference of opinion on the behavior of HSC structures in seismic risk areas due to the limited number of researches [1]. During the last few years, extensive experimental and analytical work has provided a better understanding of the behavior of HSC [2 and 3]. The use of HSC in building frames construction is particularly attractive due to many advantages such as: increased stiffness and strength of columns, reduced column size, more durable material and enhanced construction economy [4].

Since the occurrence of the 1992 earthquake in Egypt, most of structural engineers focused on the effect of earthquakes on multistory R.C. building frames [5]. Present codes recommended a "strong column-weak beam" design philosophy to minimize the probability of structural collapse or loss of structural serviceability [6]. Design guidelines for earthquake resistant R.C. buildings based on ultimate strength concept for normal strength materials include proportioning equations with empirical constants. However, for HSC elements, it is not so rational to establish the guidelines for the members without analytical understanding of the shear and flexural resistance mechanism for such members [7]. Several computer programs for seismic analysis of R.C. structures are available in the market. Among those, the enhanced computer program IDARC3 is capable of predicting the response of building frames during earthquakes [8].

* Associate Professor, Zagazig University "Banha Branch"
** Associate Professor, Cairo University

The program idealizes the building as a series of plane frames linked together by floor slab and transverse beams using 2-dimensional stiffness method in order to clarify the flexural and shear mechanisms of the studied members [8].

The objective of this paper is to further develop the computer program IDARC3 in order to be capable of predicting the seismic response of both normal strength and HSC elements such as columns, beams and shear walls. The modified version "IDARC-M" has been verified through simulation of experimentally recorded behavior of three different HSC structural elements.

ANALYTICAL MODELING

IDARC3 Computer Program

IDARC3 is a computer program for two-dimensional analysis of 3D building systems in which a set of frames parallel to the loading direction are inter-connected by transverse elements to permit flexural-torsional coupling [8]. The library of the program includes different element types such as beam-column elements, shear walls, inelastic axial elements, transverse

CONCLUSION

The main conclusions based on this study can be presented in the following:

1. The effect of damping on the response of a linear SDF system is larger by 10%, at least, for low damping percentages than for higher damping percentages.
2. The increased damping percentages were more effective in reducing the maximum displacement than the maximum velocity.
3. The increase in the fraction of critical damping becomes ineffective in reducing the maximum absolute acceleration after a 15% damping.

REFERENCES

1. *Ashour, S. A., "Elastic Seismic Response of Building with Supplemental Damping", Ph. D. Thesis, Civil Engineering Department, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1987.*
2. *Housner, G. W., "Behavior of Structures During Earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, ESCE 85 (EM4), 1959.*
3. *Clough, R. W., and Penzien, J., Dynamics of Structures, McGraw Hill, Inc., New York, NY, 1975.*
4. *Paz, M., Structural Dynamics: Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY, 1979.*
5. *Clough, R. W., "Earthquake Response of Structures", Chapter 12, Earthquake Engineering, Edited by Robert Wiegel, Prentice Hall, Inc., 1970.*

response spectra, the maximum response is plotted vs. the fraction of critical damping for different periods. The program counts for single-and multi-degree-of-freedom systems. The maximum responses are normalized with respect to those at zero damping.

DISCUSSION OF RESULTS

1. Maximum Displacement:

The relationship between the maximum displacement and the fraction of critical damping is a decaying function (Fig. 3). It was found that at 50% damping, the majority of the curves show a maximum displacement reduction of 65% to 85%. However, between 0% and 15% damping, the maximum displacement is reduced by about 60%. The effect of damping decreases as the fraction of critical damping exceeds 15%.

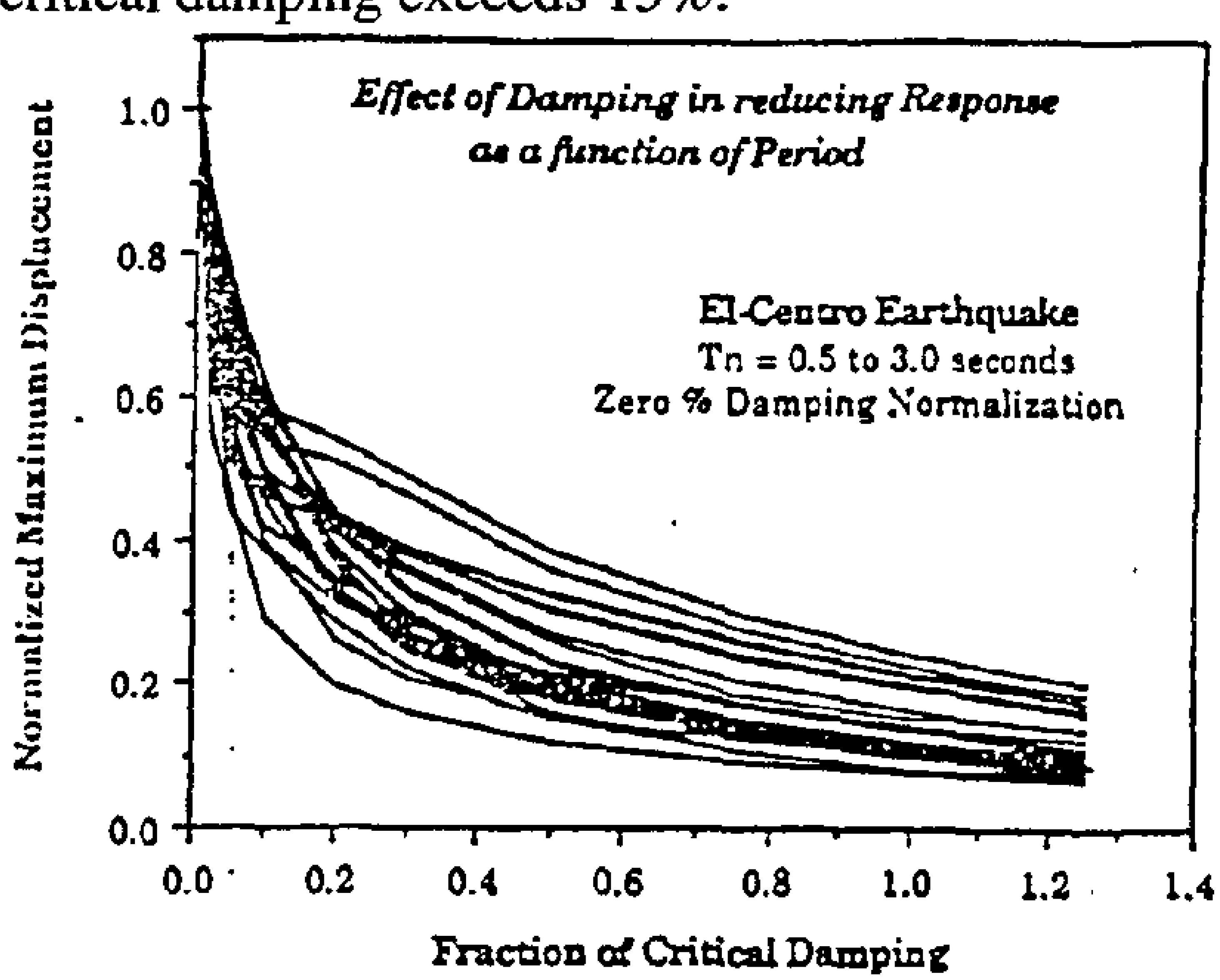


Fig. 3- Damping us. Max. Displ. for the El-Centro earthquake record

2. Maximum Velocity:

The relationship between the maximum velocity and the fraction of critical damping is also a decaying function (Fig. 4). It was found that at 50% damping, most of the curves (19 curves) show a maximum velocity reduction of 70%. However, between 0% and 5% damping, the maximum velocity reduction is 25% for 23 curves. The three other curves having a less reduction are for periods of 1.4, 1.7 and 1.8 sec. for natural frequencies of 0.7, 0.58 and 0.56 respectively. The maximum velocity reduction is 50% for 19 curves, for damping percentages between 0% and 15%.

3. Maximum Acceleration:

Figure 5 shows the relationship between the maximum acceleration and the fraction of critical

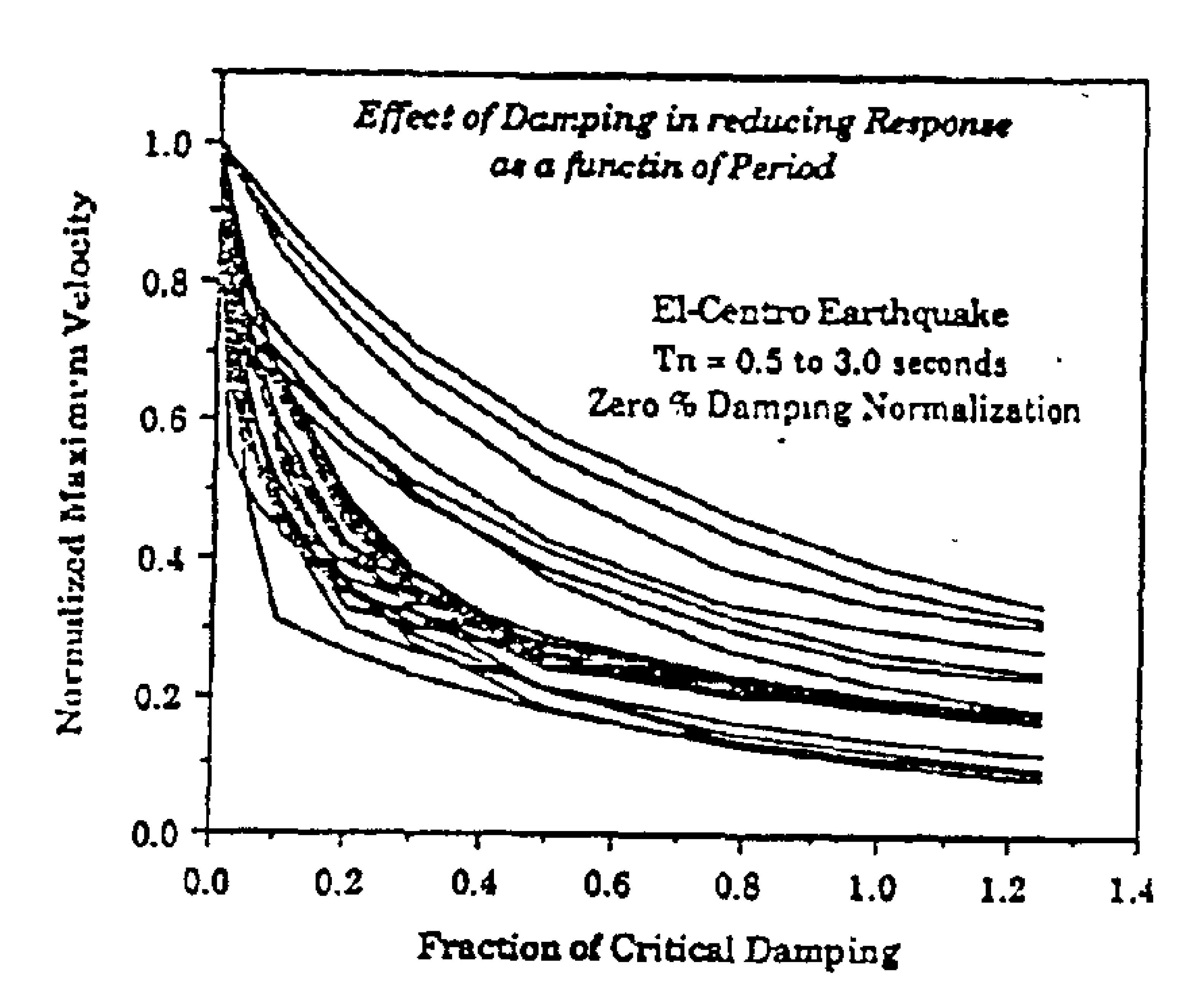


Fig. 4- Damping us. Max. velocity for the El-Centro earthquake record

damping. This figure indicates that between 0% and 10% damping, the maximum absolute acceleration is reduced by 40%. However, a reduction of 50% is observed for most of the curves for damping percentages between 0% and 15%. For a fraction of critical damping greater than 20%, two trends are observed. First, for low periods the maximum absolute acceleration tends to remain constant. Second, as the period increases with increased damping, the maximum absolute acceleration also increases. This can be related to the fact that at high damping percentage and as the period increases, the stiffness of the system becomes so high that the absolute acceleration of the system tends to be equal to the ground acceleration [5].

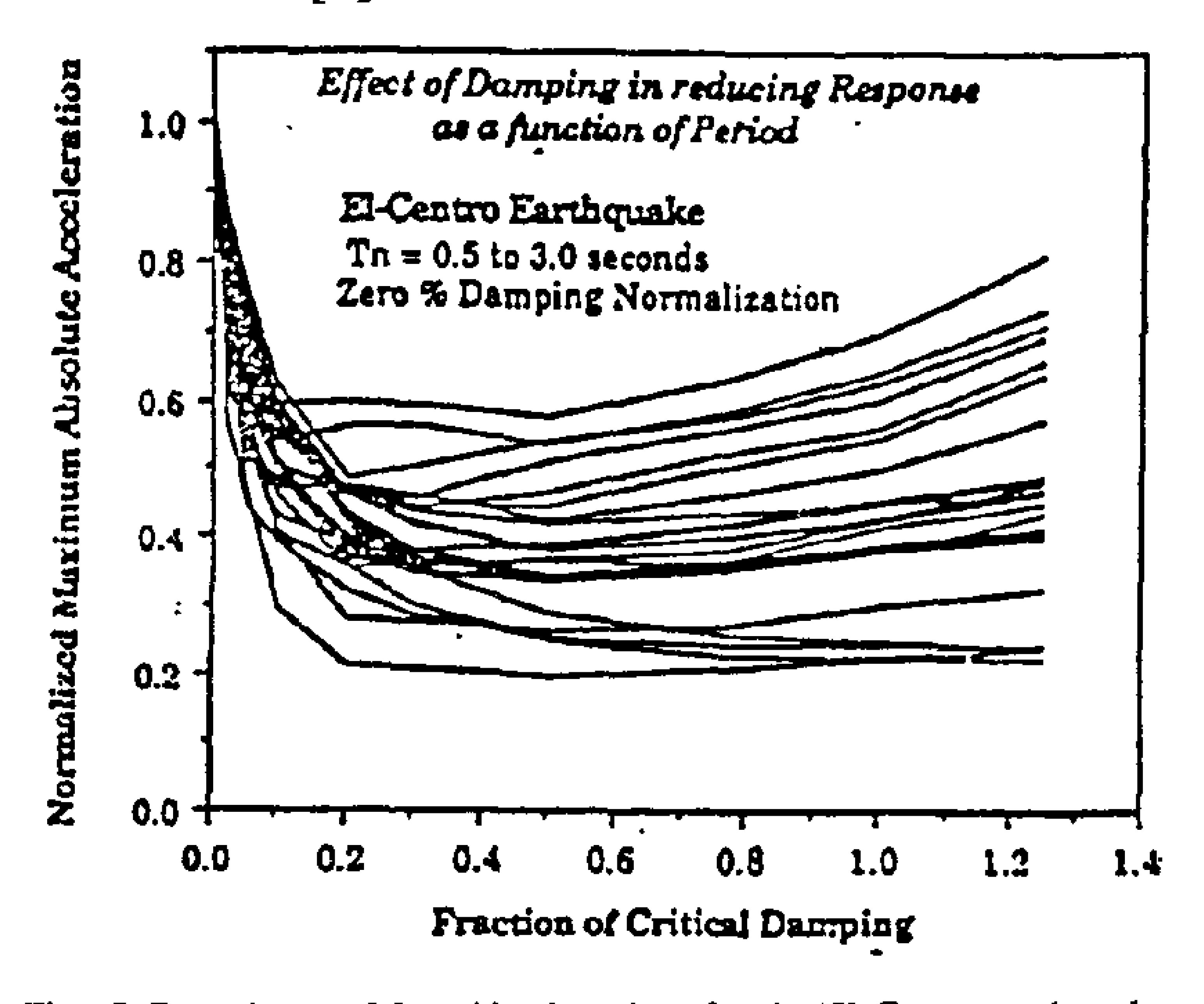


Fig. 5- Damping us. Max. Absolute Acc. for the El-Centro earthquake record

OBJECTIVE AND SCOPE

The main objective of this study is: (1) to verify relationship between the maximum displacement response of SDF system and the fraction of critical damping, and (2) to observe the effect of increased damping ratios on the system's maximum response.

NORMALIZATION TECHNIQUE

In order to study the effect of increased damping on the maximum response of a linear SDF system, a relationship between the displacement and the fraction of critical damping is required. In Ref. [1] and for 15 earthquake records, the Nigam and Jennings methods [1] for spectra calculations were used for the high accuracy. To generate conclusions, the maximum displacement obtained from the response spectra at the various damping levels are normalized.

One of the methods used involves normalizing the maximum response with respect to the maximum displacement at zero damping is given in Ref. [1]. The normalized values are then averaged for each period and fraction of critical damping. The response spectra for the 15 earthquake records are obtained for each damping percentage. Then, the relationship between the maximum displacement and the fraction of critical damping for different values of the natural frequencies is obtained.

Another normalization procedure is based on equal spectral intensity is given in Ref. [2]. The spectral intensity was defined by the following equation as the area under the spectrum curve between 0.1 and 2.5 sec. period.

$$Sio = \int_{0.1}^{2.5} SV\,(n, Tn)\,dTn \qquad (3)$$

where, SV is the velocity spectra as a fraction of period, and n is the amount of damping.

The displacement spectra can be used instead of the velocity spectra. The spectral intensity is the area under the spectrum curves between 0.3 and 3.0 sec. period.

$$Sio = \int_{0.3}^{3.0} SV\,(n, Tn)\,dTn \qquad (4)$$

The normalization would be with respect to the zero damping situation, i.e., when n is zero in the spectral intensity equation. To examine the results, the response spectrum of each of these earthquakes is scaled to give a spectral intensity equal to the average spectral intensities.

Using the first normalization technique, it was found that the relationship between the maximum displacement and the fraction of critical damping is a decaying function, as shown in Fig. 2. This figure indicates that at 50% damping, the maximum displacement is reduced by 85%, approximately. Between 0% and 15% damping, the maximum displacement is "rapidly" reduced by 70%.

In evaluating the reliability of the techniques used in the spectra prediction two techniques were used. The first technique was quite satisfactory for low damping response spectra. However, the second technique gave very acceptable results especially for high damping percentages and also gave consistent response spectra when compared to the actual spectra.

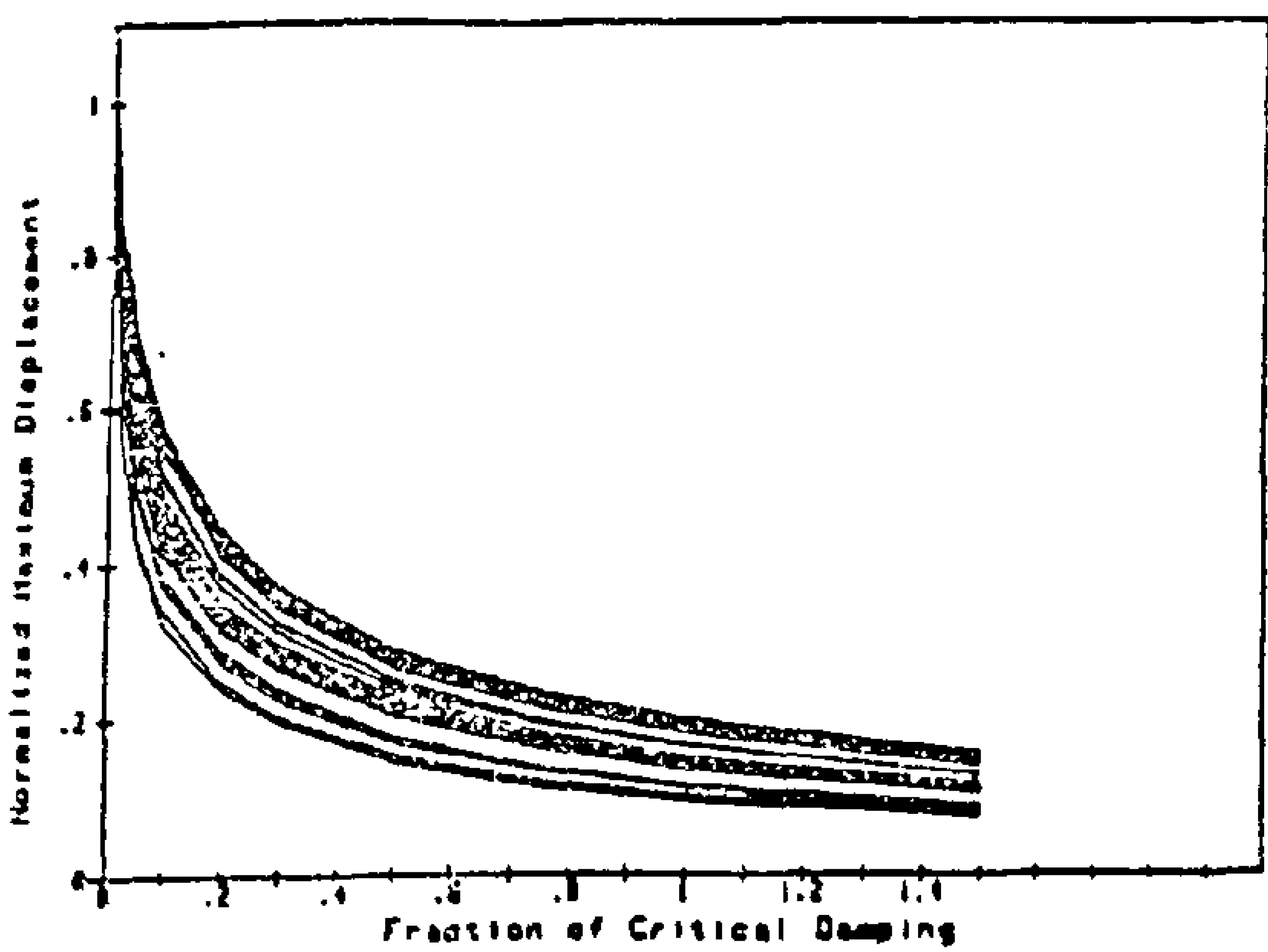


Fig. 2- Damping us. Max. Displ. for 15 earthquake records.

VERIFICATION OF RESULTS

The results obtained in Ref. [1] are verified using New mark's Beta Method (with $\alpha = 0.25$ and γ 0.50) [3]. The ground acceleration record for the El-Centro earthquake, 1940, north south component [4] is used in this study. The system is a linear-single-degree of freedom system of unit mass. The maximum response of the system (i.e., maximum displacement, maximum velocity and maximum absolute acceleration) is calculated for different periods (from 0.5 to 3.0 sec. with intervals of 0.1 sec.) at different damping percentages (0, 2, 5, 10, 20, 30, 50, 75, 100 and 125%).

A computer program was developed in evaluating the three response spectra at the different damping values. From the obtained

EFFECT OF INCREASED STRUCTURAL DAMPING ON THE MAXIMUM RESPONSE

By
Dr. Ali M. Hamza *

ABSTRACT

Since the damping is one of the most important components of any structural dynamic system, it would be interesting to observe the response of this system to high damping percentages. To achieve this objective, a computer program was developed to calculate the effect of high damping of the structure on the maximum dynamic response. The program counts for single- and multi-degree-of-freedom systems. The maximum response of the system (i.e., maximum displacement, maximum velocity and maximum absolute acceleration) is calculated for different periods at different damping percentages. The results indicate that the effect of damping on the response of a linear SDF system is larger by 10% at least for low damping percentages than for higher damping percentages. In other words, the effect of damping decreases with increasing fraction of critical damping. The increased damping percentages were more effective in reducing the maximum displacement than the maximum velocity. Also, the increase in the fraction of critical damping becomes ineffective in reducing the maximum absolute acceleration after a 15% damping.

KEYWORDS: damping; response; system; structural; dynamic; ground motion; velocity; acceleration; displacement

INTRODUCTION

The response of a linear single-degree-of-freedom (SDF) system depends on the parameters of that system. These parameters are the natural frequency and the fraction of critical damping. Therefore, damping is one of the most important components of the dynamic model and directly affects the response of the system.

A SDF system subjected to ground motion is shown in Fig. 1. It consists of a single rigid mass "m"; a linear spring of stiffens "k", and a viscous damper of coefficient "c". The excitation being provided by the motion of the support, the dynamic equilibrium yields the equation of motion of the system:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z}(t) \qquad (1)$$

where x is the relative motion.

Dividing Eq. (1) by the mass "m" gives:

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{z}(t) \qquad (2)$$

Where ω is defined as the natural frequency of the system, and ζ is the fraction of critical damping.

The solution of the above differential equation allows tracing the displacement history of the system and therefore obtaining the response spectra curves. These curves describe the behavior of structures during earthquakes. They are in effect influence diagrams for the maximum displacemints, velocities and absolute accelerations versus the system parameters (natural frequency and fraction of critical damping).

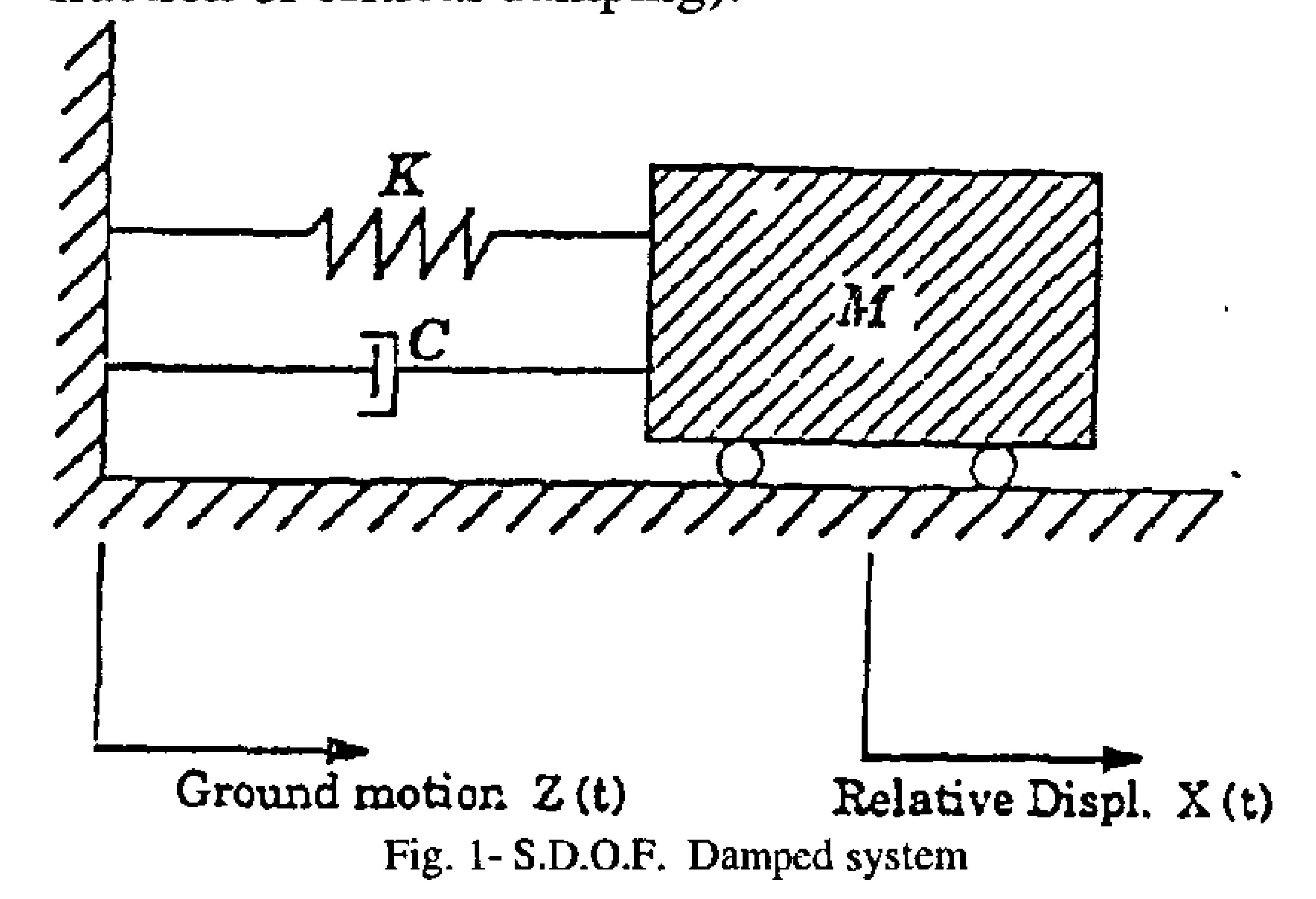


Fig. 1- S.D.O.F. Damped system

*Lecturer, Struct. Eng. Dept., Fac. of Eng., Cairo University, Giza, Eygpt.

7. REFERENCES

1- Barr, A. & Feigenbaum, E.A., "The Handbook of Artificial Intelligence", Vol. I, Addison-Wesley, 1986.
2- Abdel-Rahman, A., "Fundamentals of Reinforced Concrete", Cairo University, First Edition.
3- Shehata, A., " Information Systems Application on Reinforced Concrete Columns", M.Sc. Thesis, Dept. of Structural Engineering, Cairo University, 1999.
4- American Concrete Institute, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)", USA, 1995.
5- Beynon-Davis, P., "Information Systems Development", Department of Computer Studies, University of Glamorgan, Second Edition, pp. 1-35.
6- British Standards Institution, "British Standard Structural Use of Concrete", BSI, 1985.
7- Green, S., "Information Systems Design", An International Thomson, pp. 3-10.
8- Hulse, R. and Mosley W.H. "Reinforced Concrete Design by Computer", Macmillan Education Ltd, U.K., 1986.
9- Laudon, J.P. and Laudon, K.C., "Management Information Systems", New York, Third Edition, pp. 5-24.

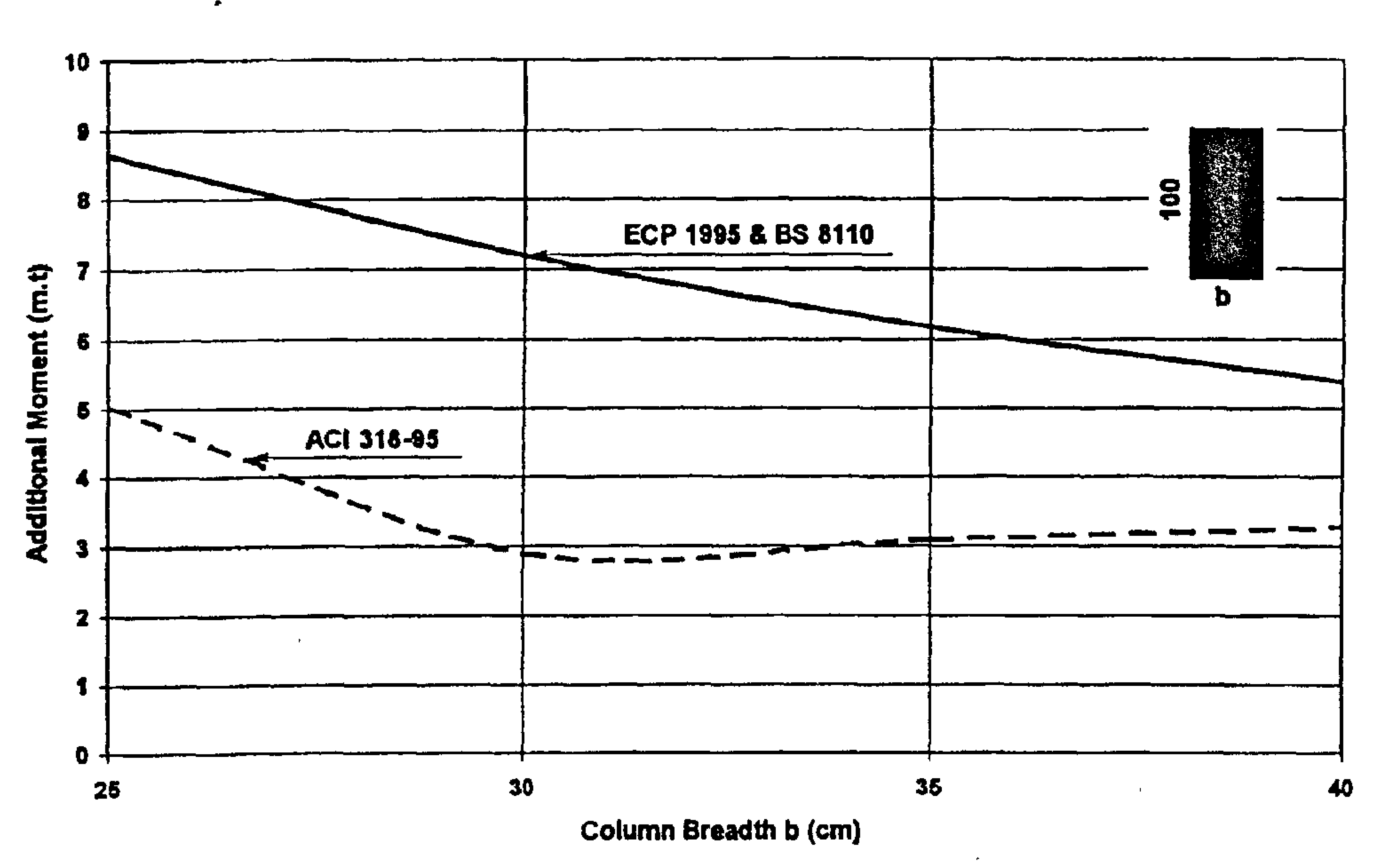


Fig. 6- Influence of design codes on additional moment

concrete structures. Further developments to the system can be made in two directions; a) To widen and expand the knowledge base of the suggested system to include other information sources such as text books and periodicals. As the suggested system is proposed for research purposes only, it was limited to the design of reinforced concrete columns. In order to be used on a wide scale, all R.C. elements and code contents have to be included. b) The second direction is to further develop higher levels of knowledge organization algorithms.

Evaluation of the advantages of using the applications of information technologies on RC design is still not standardized. In other words there is no well known scale to measure the advantages of saving time and effort when using a certain approach. This was one of the main difficulties that were encountered during this study and recommendations are made to devote separate studies for this issue.

6. SUMMARY AND CONCLUSION

Information systems may be considered as a key to improve the design procedure of reinforced concrete structural elements. In this research the scope of work was to study the benefit of applying information systems tech-niques on the design of RC columns as an example of RC structural members. The sug-gested information system algorithm *ISACOL*, which was concluded in this study, could be useful in the designing procedure of RC columns accurately according to different design codes. The application combines both computational and information capabilities in a simple procedure.

Using the capabilities of ISACOL, a parametric study was carried out. A comparison between three codes of practices; Egyptian Code of Practice for the Design of RC Structures (ECP-1995), American Concrete Institute (ACI 318-95), and British Standards (BS-8110-85), were carried out. Samples of the comparison output are included in this study to demonstrate the system capabilities.

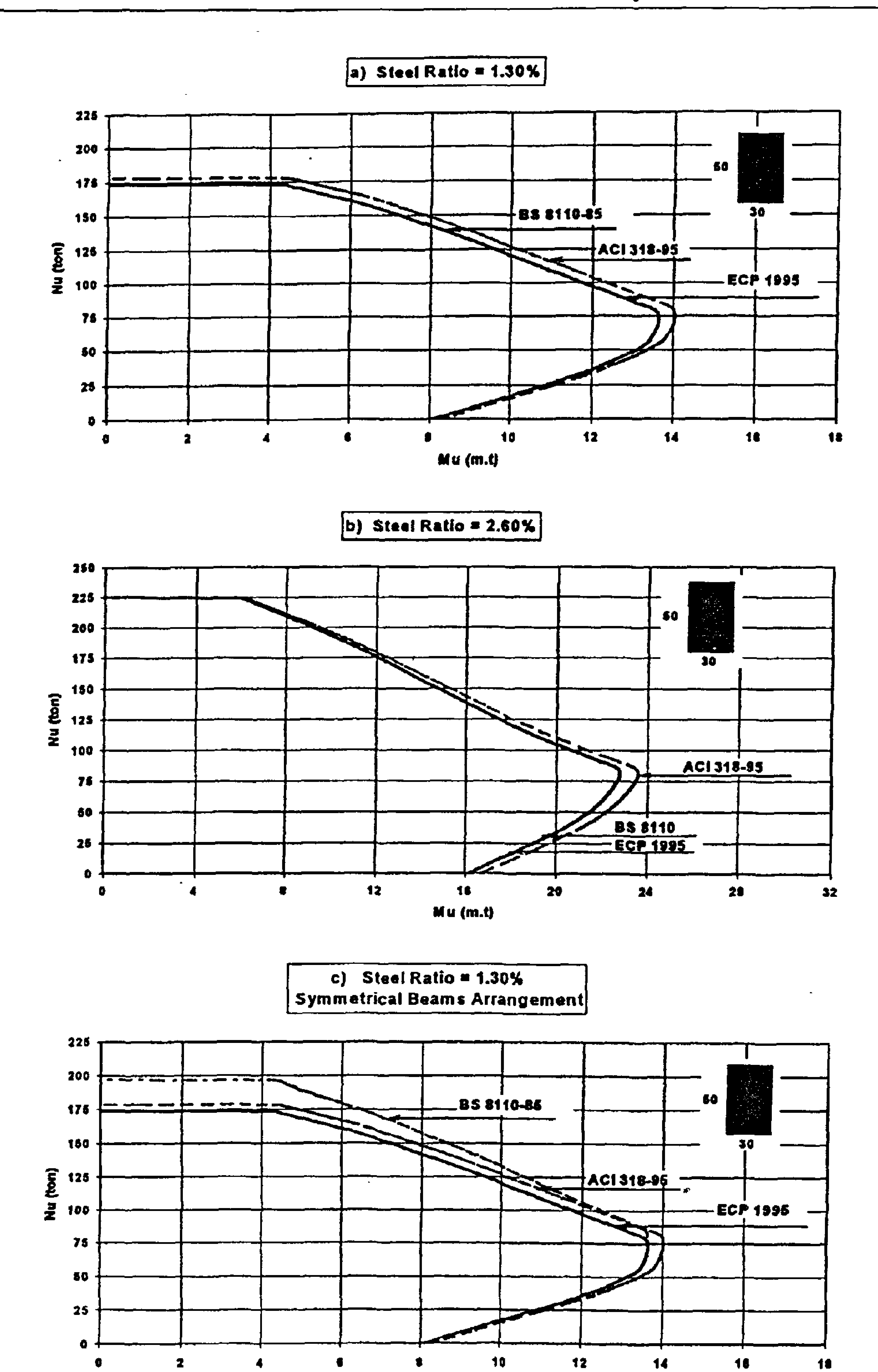


Fig. 5- Effect of reinforcement ratio on interaction diagram.

ISACOL Codes

File Edit Bookmark Options Help

Contents | Index | Back | Print | << | >>

Codes for Design

To see codes topics. Choose the appropriate code from the code menu.

- Egyptian Code of Practice (ECP-1995).
- American Concrete Institute (ACI 318-95).
- British Stanc
- Tables of St

Help Topics: ISACOL Codes

Index | Find

1 Type the first few letters of the word you're looking for.

Biaxial

2 Click the index entry you want, and then click Display.

Bending
Biaxial
Both axes
Braced
Breadth
Buckling
Bundle
Cantilever
Central
Charts
Check
Circular
Clear distance
Cm
Coarse
Column
Column starter bars

Display | Print... | Cancel

Topics Found

Click a topic, then click Display.

Biaxial bending (BS 8110)
Column where le/h exceeds 20, bent about their major axis (BS 8110)
Design of Column Subjected to Biaxial Moments (ECP-1995)
Magnified moments - General (ACI 318-95)

Display | Cancel

Fig. 4- Search by keyword.

ISACOL can be used to get the design code limitations for this issue. The user may search for example by entering the keyword "*Floor*", he will enter this keyword in the index dialog box. Then the user click "*Display*" in the same dialog box to display all topics related to this keyword. When the user click "*Display*" button, he will find that the only design code that includes a limitation on this regard is the (ACI 318-95) while other design codes have no provisions on this regard.

4. SYSTEM APPLICATION

As a powerful tool in dealing with the design of columns, ISACOL was used in hundreds cases of RC column design. Different parameters were varied and design has been completed using the available design codes. Two parameters are included in this study as examples of the system capabilities; a) ratio of vertical reinforcement and b) additional moment on columns. The effect of other parameters as well as a detailed comparison between the three codes are available elsewhere [3].

4.1 Influence of Ratio of Vertical Reinforcement

The interaction diagrams of a rectangular column (30 x 50) with two ratios of vertical reinforcement (1.3% and 2.6%) are shown in figure (5). The interaction diagram of the column is the same in both ECP-1995 and BS8110-85 while the ACI-318-95 provide a little higher values (3-8 % higher than ECP). The effect of this slight increase almost vanish as a result of the different load factors used by ACI. It is also noted that higher values of vertical reinforcement reduces the difference in axial load column capacity between ECP and ACI.

Figure (5-c) shows the interaction diagram for the column, with the same cross section, tied with symmetrical beam arrangements. It is obvious that the ultimate capacity of the column under axial load as estimated by the BS-8110-85 increased by about 13%. Both ECP-1995 and ACI-318-95 have the same values shown in figure (5-a).

4.2 Additional Moment on Columns

A slender column must be designed for an additional moment caused by its curvature at ultimate conditions. The expressions given in each design codes for the additional moments were derived by studying the moments' curvature behavior for a member subject to bending plus axial load. A slender column should be designed for an ultimate axial load N_u plus an increased moment given by:

$$M_u = M_i + M_{add}$$

where

M_i is the initial moment on the column.

M_{add} is the additional moment caused by column deflection.

As shown in Fig. (6), ECP-1995 and BS-8110-85 have the same relation between additional moment and column breadth b. Therefore, the two equations of ECP-1995 and BS-8110-85 for calculating the additional moment are the same. It can be seen from this graph that associated with each increase in column breadth, there is a decrease in the additional moment. Also, it seems to be mathematically logic because the column breadth b was the denominator of the additional moment equation either for ECP-1995 or BS-8110-85. It is clear from the graph that the relation between additional moment and column breadth in the ACI-318-95 is different from the other two design codes. The additional moment tends to decrease with the first increment in column breadth, after that the trend is reversed to increase with the second increment and finally slightly increases in the last increment.

5. FURTHER DEVELOPMENTS

The suggested approach is considered as a direct application of the information technology revolution to the design of reinforced

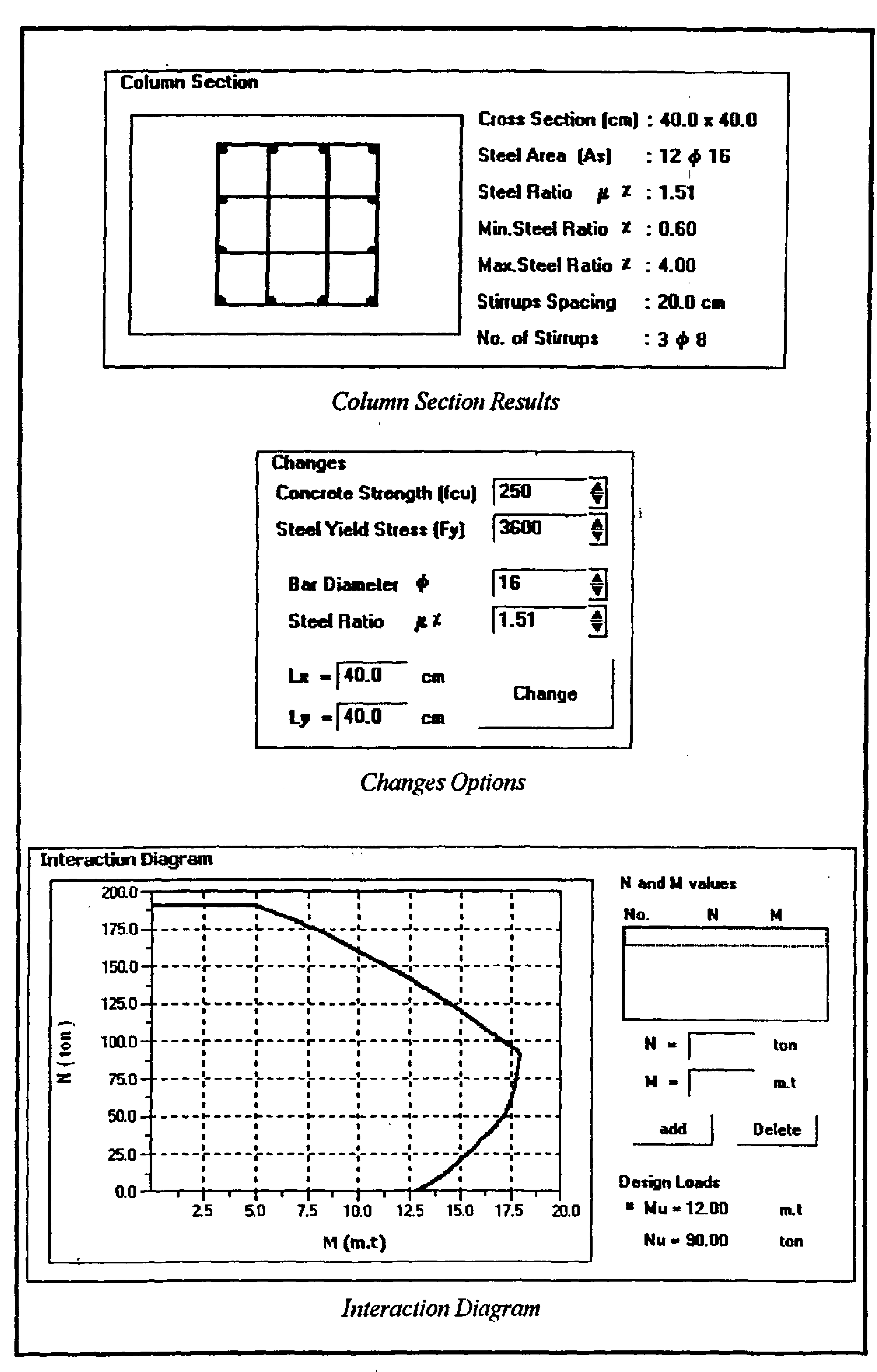


Fig. 3-ISACOL application results screen.

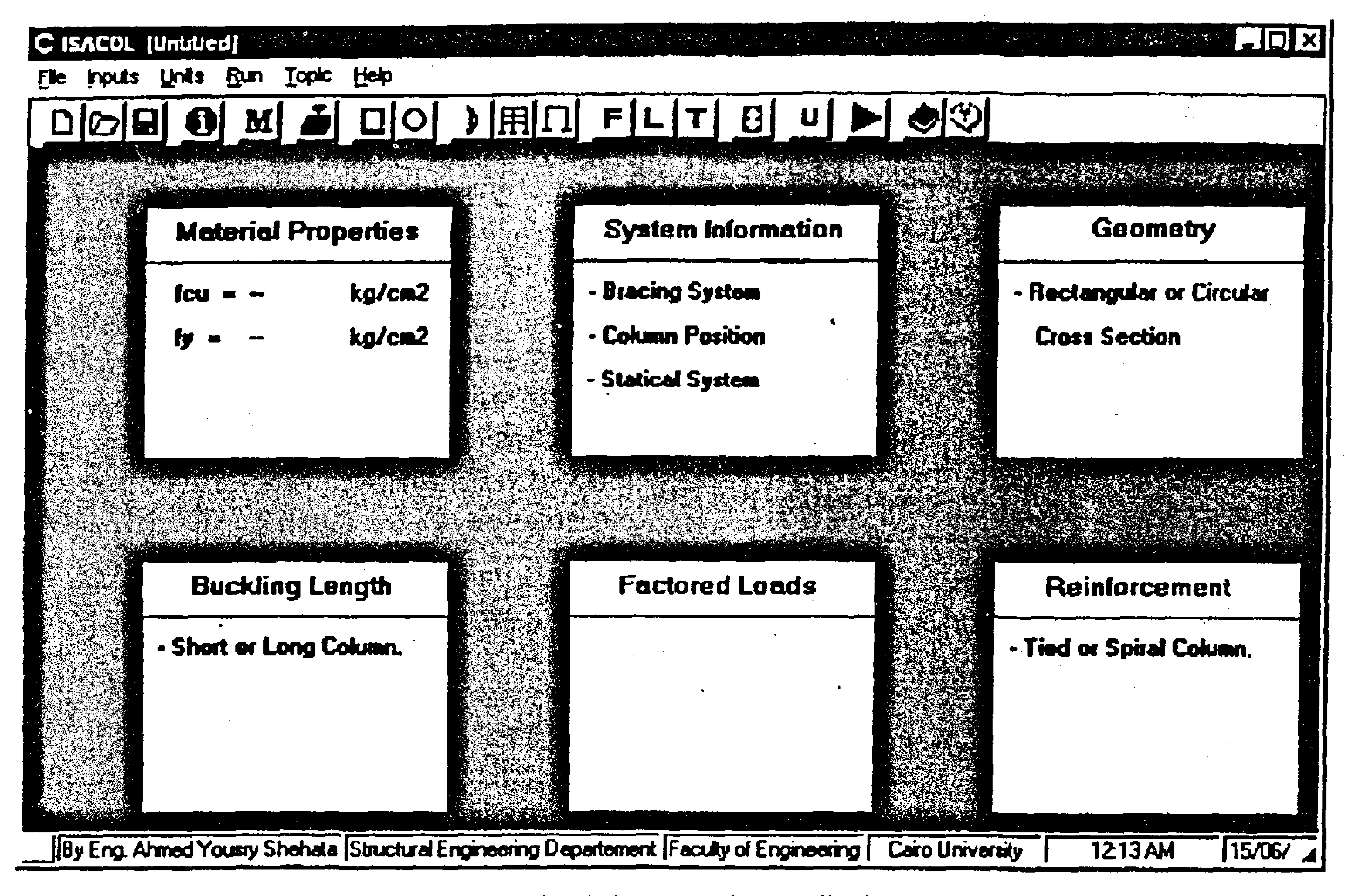


Fig. 2- Main window of ISACOL application.

must be close to the interaction diagram. If these conditions are not met, another cross-section must be examined to achieve these conditions.

All checks required by desgin codes, such as buckling length, rectangularity ratio, slendreness and additional moments, must be completed before running the application. The output results, as shown in Fig. (3), includes a summary of the input and output data. This includes applied loads, interaction diagram and a sketch of the column cross-section and reiforcement details as per the design code.

3.1 Searching for Information

The main objective of developing this application is to make the process of searching for any design code information much easier by applying information systems techniques. There are many ways of searching for information. These ways are either search by design code topic or by keywords.

a- Search by Design Code Topics

Search by design code topic gives the user the ability to get any design code information by searching for the design code topic related to the information he is searching for. User can click on the appropriate design code and then the related topics for this code will appear. Consequently, user can choose between code topics until reaching the required information.

b- Search for a Specific Information

Search for a specific information may be greatly useful when the structural engineer has a specific inquiry in the design of RC structure and wants to know the related design code limitations, as shown in Fig. (4). This situation usually happens for major projects when different codes are applied. For example, if a decision was made to use a concrete grade in floor slabs less than in columns and it is required to review the design code limitations related to this decision. The application

To prove the capabilities of the suggested system, the algorithem is transformed to a computer program using the Visual Basic (VB) programming language. Although not a true object-oriented programming language in the strictest sense, VB nevertheless has an object-oriented philosophy. It is sometimes called an event-driven language because each object can react to different events such as a mouse click. Special attention is paid to the design of user interface. The user interface is one of the most important parts of any program because it determines how easily the user can control the program. Two types of interfaces were used; a) The first one is the command-driven interface, in which the user enter commands, b) while the second one is the menu-driven interface in which the user select command choices from various menus displayed on the screen.

The requirement specifications for the system are limited to fulfil the design codes limitations and precautions. Besides, developing an easy way for design code information access through user-friendly interfaces. The acceptance criteria, installation, operations, and evaluation related to development deliverables are illustrated in the requirement specifications [3].

3. SYSTEM DESCRIPTION

The concern in developing the ISACOL information system was not only to design reinforced concrete columns but also to provide the user with any information that may be needed for a propre design. User interface was considered an important factor in the design of the system. The interface is considered user-friendly as it makes user familiar with the application in a short period of time. Furthermore, this interface can warrant the accuracy of the input data and output results by checking them according to the used design code. This well designed user interface can reduce end user training time and results in a higher level of user satisfaction. The interface includes the menu system, the data entry forms, the results forms, and messages system. So, the application is handled with main menu and many submenus. Each sub-menu contains a list of related options or data entry, which provides an access to one of the application functions.

The system incorporates easy data entry features with free format input and errordetecting and correction facilities. The application results are presented in a clear unambiguous form, possibly using graphics to enhance the presentation of the output.

As shown in Fig. (2) the main window of the program contains a menu bar and toolbar of picture buttons (icons). The complete functionality of ISACOL is available via the menu bar, and the toolbar serves as iconic shorthand to access the menu bar functionality. There are six white boxes, which appear in the program main window as shown in Fig. (2) to present data entered. Each box is titled by one of the input data in the "*Input*" menu. If the user enter data for one section related white box will change to green box and show all data entered. All white boxes must be converted to green boxes and filled with data entered to run the program otherwise the program can not run as a result of missing data.

The behavior of members subjected to such eccentric or concentric loading depends greatly on their slenderness. The design of these eccentrically loaded columns using the strain compatibility method of analysis described elsewhere requires that an assumed cross-section be selected. The assumed cross-section is then investigated to determine if it is adequate to carry any combination of N_u and M_u that may act on it. For example, when N_u and M_u from the analysis of the structure plotted on a strength interaction diagram fall within the region bounded by the interaction diagram curve. Moreover, economical design requires that the combination of N_u and M_u

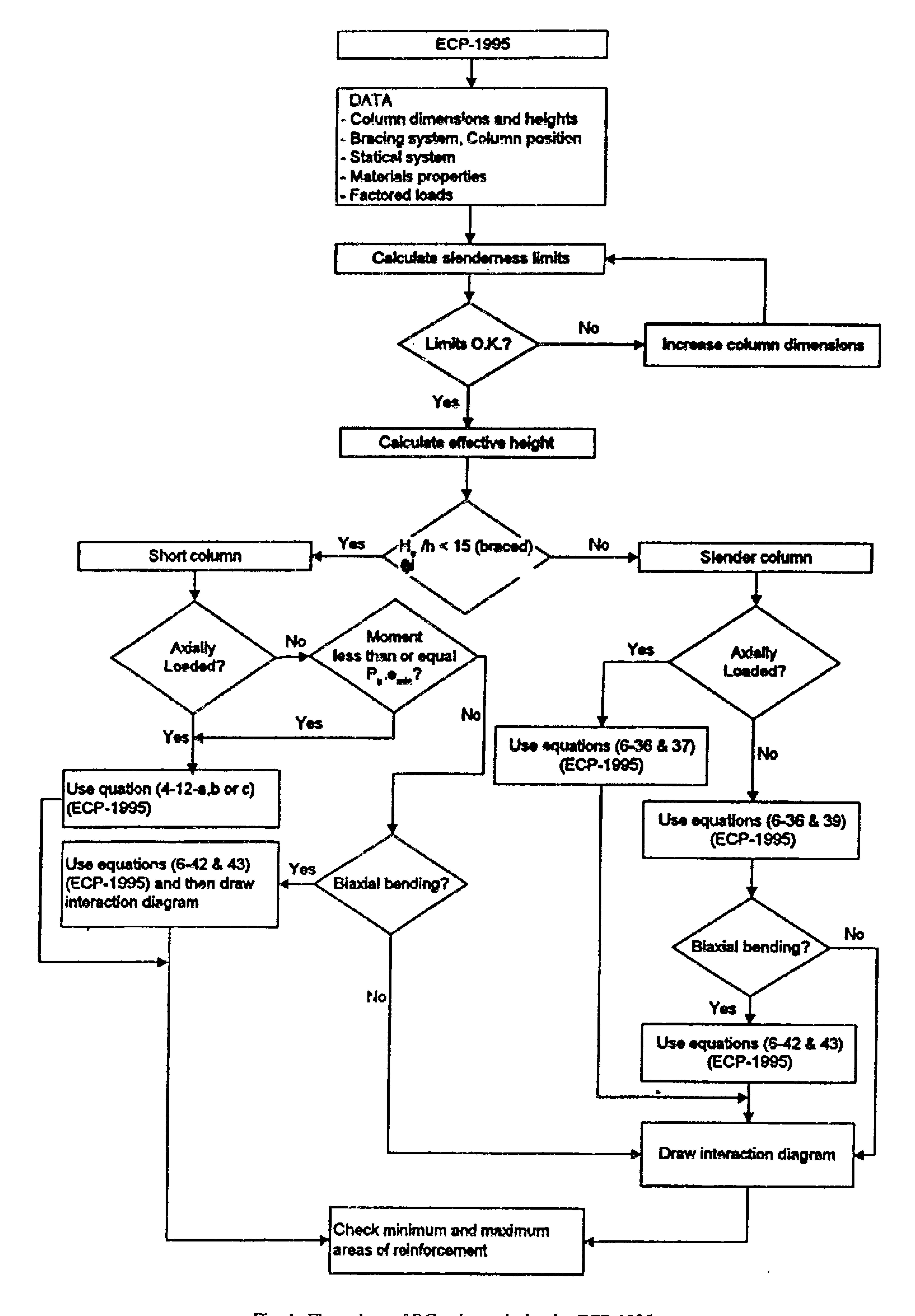


Fig. 1- Flow chart of RC column design by ECP-1995

approach. It also differs from other approaches in combining both analysis and design with retrieving information in the same platform. No thinking or decision making capabilities are associated with the suggested approach. This makes it simpler in use allowing for human minds to make the decision. The philosophy is based on the fact that human minds are still at a much higher standing in making decisions compared to computers. However, to achieve that, sufficient well organized and presented information has to be available.

The amount of information and data resources used in reinforced concrete design became too huge to assimilation by structural designers. The problem is thus, how to enable designers to get the required information about specific field as easily as possible. How to enable designers to get any design code limitation applied to a specific design without searching many documents wasting time and effort. Shortly, the problem is how to make the way of getting information easier without losing accuracy. The difficulty of solving this problem is in collecting this huge amount of data and organizing it in a simple form for the designer to search, process, and apply.

The aim of this research is to apply information systems to the analysis and design of reinforced concrete elements. This framework will also provide a basis for understanding information systems and define when and how to introduce it into engineering processes. The paper proceeds as follows. It describes the suggested knowledge base. Then it explains the procedure for using the system. Later, it shows different applications of the system. Finally, it presents an example on applying the system to compare between three codes of practice. It concludes with a summary and recommendations.

2. SYSTEM DEVELOPING

Over the last decade and after the revolution of information technology, the need of information systems appeared to organize the relation between structural engineer, data and design code limitations and precautions. Jordan and Machesky (1990) define information systems as "An integrated system, composed of people, procedures, data and hardware, that produces information by accessing and processing data". Technical information systems can be defined by dividing it into four major subsystems; data, process, user interface and control subsystem. For many years the four components of a technical information system have been built using one tool, the high-level programming language.

On the other hand structural elements, in general, have to fulfil the specific functional needs for the structure and also they have to comply with code requirements. Information systems can be considered as a key to improve the procedure of RC design. Saving time and effort with improving the quality of R.C. design may be considered as the ultimate goal of research on applying information technology to this field. A special attention should be made to simplify the issue of searching for information on the design and detailing of RC structures.

An algorithm is suggested to apply information systems techniques on the design of reinforced concrete columns 'ISACOL'. This integrated system consists of many interrelated components. Design code topics are considered the main source of data for the *ISACOL* program, which can be stored, processed, and accessed by the user. The knowledge base employs three design codes; Egyptian Code of Practice for the design of RC structures (ECP-1995), American Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95), and British Standards (BS-8110-85). A complete flow chart of the program, that include the three codes, is shown elsewhere (3). The partial flowchart that represents the (ECP- 1995) is shown in Fig. (1)

INFORMATION SYSTEMS APPLICATION ON REINFORCED CONCRETE COLUMNS

By
A. Shehata*, A. El-Nady**, and M. El-Kafrawy***

ABSTRACT

The suggested knowledge based system for the design of reinforced concrete columns is part of an integrated analysis design information system for the design of reinforced concrete structures. The system extends the use of computers for the design of reinforced concrete structures to the area of information allocation in a simplified procedure. The algorithms used for the system are employed to simply allocate the necessary information for design and to complete the design process at the same time. The algorithms reflect the different objectives of the system such as searching for information, simplifying design and the possibility of use for education purposes.

This paper presents the principles of the system, explains the structure of its knowledge base and discusses various implementation aspects. It also includes few examples of using the application.

Keywords : Reinforced concrete, columns, information systems, design, code limitation.

1. INTRODUCTION

The information technology revolution has greatly affected all engineering disciplines including the area of reinforced concrete analysis and design. At its start, the huge numerical capabilities of computers have to be utilized. In order to accomplish that purpose, analysis of structures using numerical methods, that requires too many calculations, was the key. The finite element method is the most famous approach that utilized the numerical capabilities of computers to model structures. Research in this area has started a long time ago and is still going to provide more accurate modeling of structures.

In a later stage, the application of information technology in the field of handling information was initiated. Special attention was made to simulating the logical activities of human minds. Examples of this direction include artificial intelligence and expert systems. Artificial intelligence is the part of computer science concerned with designing intelligent computer systems, systems that exhibit characteristics we associate with intelligence in human behavior - understanding languages, learning, reasoning, solving problems and so on [1]. Expert systems are simply computer programs which aim to model the rational behavior and performance of human experts. They can also be defined as intelligent computer programs that use symbolic inference procedures to deal with problems that are difficult enough to require significant human expertise for their solution. Research in these areas is still progressing with a limited effect on designers.

The current research is focused on building a knowledge base that is capable of collecting and organizing information and retrieving information in a simple and easy to use

* Graduate student, Dept. of Structural Engineering, Cairo University
** Assistant Professor, Dept. of Structural Engineering, Cairo University
*** Professor, Dept. of Structural Engineering, Cairo University

$$A_s \geq A_n + 2/3\, A_{sf} \qquad (A.11)$$

where A_{sf} is the total shear-friction reinforcement calculated using the shear-friction concept, and is given by:

$$A_{sf} = V_u / (\mu f_y / \gamma_s) \qquad (A.12)$$

Where μ equals 1.0 for concrete placed monolithically, equals 0.75 for concrete placed against hardened concrete with surface intentionally roughened and equals 0.4 for concrete placed against hardened concrete not intentionally roughened or concrete anchored to as-rolled structural steel by headed studs or bars and the yield stress f_y does not exceed 4000 kg/cm^2.

The maximum shear-friction stress (q_{uf}), on the corbel cross section (bd), is given by

$$q_{uf} = 0.15\, f_{cu} / \gamma_c \qquad (A.13)$$

where γ_c = strength reduction coefficient for concrete = 1.5

On condition that the shear-friction stress does not exceed 35 kg/cm^2.

The minimum area of steel according to the code is [(0.03 f_{cu} / f_y)(bd)]. Closed stirrups having an area (A_h), uniformly distributed within two-thirds of the effective depth adjacent and parallel to the main tension reinforcement (A_s), is given by:

$$A_h = 0.5\, (A_s \quad A_n)$$

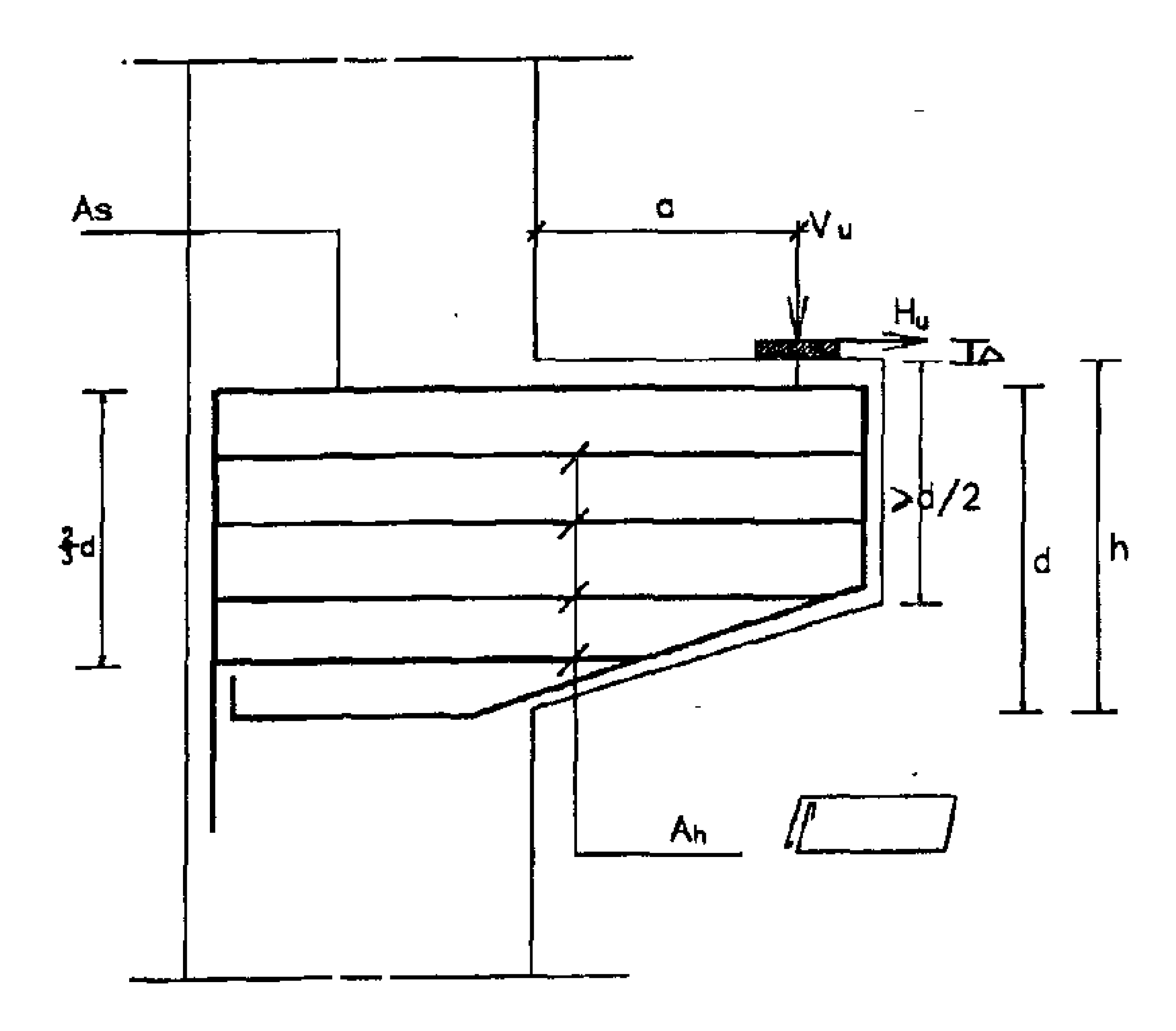


Fig. A.3- Detailing according to Egyption code.

REFERENCES

1. *Cowan, J. and Hermansen, B.R., "Modified Shear Friction Theory for Brackets", ACI Journal, Proceedings V 71, No 2, Feb. 1974, pp. 55-60.*

2. *Himat, G.M., "Reinforced Concrete Corbels-Simplified", ACI Journal, Vol. 84, Sept. Oct. 1987; pp. 428-432.*

3. *EC 1995, "Egyptian Code for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures", Cairo, Egypt.*

4. *El-Degwy, W.M., "Reinforced Concrete Corbels; Different Methods of Design", 2nd International Exhibition for Building & Construction, 22-25 June 1995.*

5. *Hofbeck, J.A., Ibrahim, I.O. and Mattock, A.H., "Shear Transfer in Reinforced Concrete", ACI Journal, Proceedings V. 66, No. 2, Feb. 1969, pp. 119-128.*

6. *Hermansen, B.R. "Conventionally Reinforced Concrete Brackets", M.Sc. Thesis, Heriot- Watt University, Edinburgh, April 1971, 163 pp.*

7. *Kriz, L.B. and Raths, C.h., "Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels". Prestressed Concrete Institute, V. 10 No. 1 Jan.-Feb. 1965, pp. 1485-1504.*

8. *ACI-318-95 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, 1995.*

A.2 The Truss Analogy Method

The structural model used in truss analogy method is presented by Himat [2]. It is assumed that concrete acts as inclined lamellas between the cracks, transmitting only the compression forces. The state of forces at failure is shown in Fig. A.2. The truss analogy converts concrete into inclined strut. The following equation of equilibrium can then be written:

$$D.X = V_u .a + H_u . \Delta h \qquad (A.4)$$

where: $X = 0.9a.d / \sqrt{(0.9d)^2 + a^2}$

D = assumed force of strut in compression $= 0.25bd\,[\beta_1 f_c`]$

and

β_1 = multiplier of $f_c`$ as in ACI - 318 - 95 [8].

Equivalent rectangular concrete stress distribution as per the ACI Building Code is assumed. Accordingly, β_1 shall be taken as 0.85 for strengths $f_c`$ equalling up to 276 kg/cm^2 and is reduced by a rate of 0.05 for each 69 kg/cm^2 with minimum limit of 0.65. Substituting the values of X and D in Eq. (A.4)

$$bd\left(\frac{f_c^*}{V_u}\right) = \frac{4.45}{\beta_1}\left(1 + \frac{H_u}{V_u}\frac{\Delta h}{a}\right)\sqrt{(0.9)^2 + (a/d)^2} \qquad (A.5)$$

It may be noted that for the values of H_u / V_u changing from 0.0 to 0.2, also by assuming that the maximum value of $\Delta h/a$ is equalling to 0.3, a corresponding change in bd ($f_c`/V_u$) will be 0 to 6 percent: therefore, the term H_u over V_u in Eq. (A.5), can be ignored in case of low horizontal to vertical force ratios

$$bd\left(\frac{f_c^*}{V_u}\right) = \frac{4.45}{\beta_1}\sqrt{(0.9)^2 + (a/d)^2} \qquad (A.6)$$

The main tension reinforcement A_f is calculated to resist the moment M_u at column face

$$A_f = [V_u.a + H_u\,(h-d)] / (\phi.j.d.f_y) \qquad (A.7)$$

where: $\phi = 0.85, j = 0.78$

The area of steel (A_n) required to resist the horizontal force is given by:

$$A_n = [H_u / (\phi f_y)]$$

This area is added to the area (A_f) required to resist the moment (M_u); so that

$$A_s = A_f + A_n$$

The minimum area of steel required is given by:

$$\rho_{min} = 0.04\, f_c`/f_y$$

The area of closed stirrups is given by:

$$A_h = 0.5\,(A_s - A_n)$$

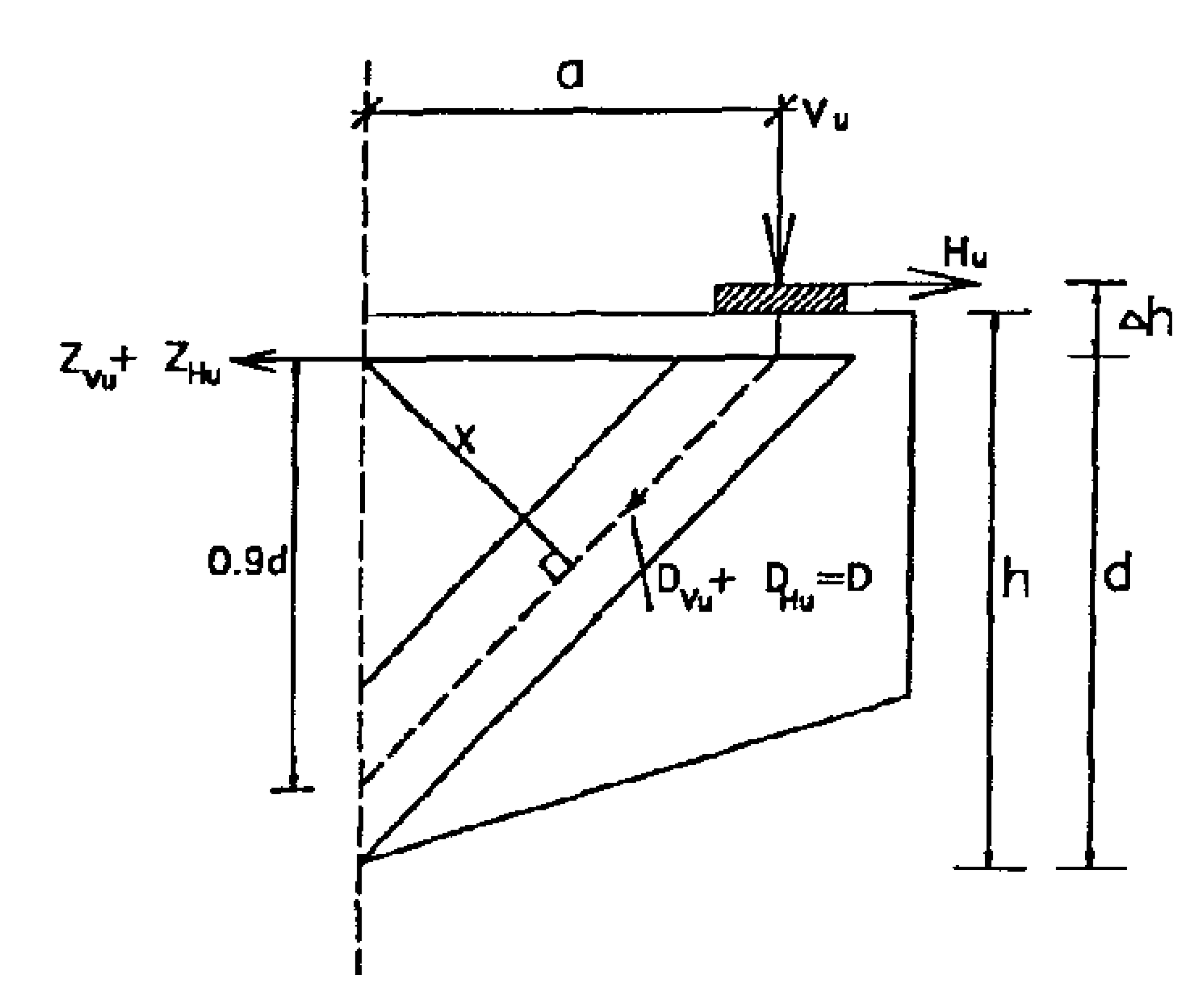


Fig. A.2- Truss Analogy model for simultaneously acting horizontal and vertical forces.

A.3 The Egyptian Code

Corbels are defined by Egyptian Code [3] as cantilevers with shear span (a/d) equalling 1.0 or less. The code requires that, reinforcement be arranged as shown in Fig. A.3. The main tension reinforcement is calculated to resist the moment (M_u) at column face and the horizontal tension (H_u)

$$M_u = V_u.a + H_u\,(h + \Delta - d) \qquad (A.8)$$

The horizontal forces (H_u) shall be treated as a live load. The area of steel (A_n) required to resist the tensile force (H_u) is given by:

$$A_n = H_u / (f_y / \gamma_s) \qquad (A.9)$$

where: γ_s = strength reduction coefficient for steel = 1.15

This area is added to the area (A_f) required to resist the moment (M_u); so that

$$A_s = A_n + A_f \qquad (A.10)$$

The area (A_s) provided shall not be less than:

8. Also the Egyptian Code produces highly conservative estimate for corbels having low span to depth ratio.

9. APPENDIX A

A.1 The Modified Shear Friction Method

The modified shear friction theory, Cowan and Hermansen [1], depends on the use of separate treatments for each of the three main modes of failure, which are:

1. Shear failure which is the most probable mode for an efficiently designed shear-transfer connection.
2. Flexural failure due to either yielding in the main tensile reinforcement, or crushing of the concrete in compression.
3. Secondary failures which should be excluded with effective detailing.

Push-off test by Hofbeck et al [5], and Hermansen [6] have shown clearly that for initially uncracked reinforced concrete specimens failing in pure shear, the ultimate shear stress q_{uf}, is:

$$q_{uf} = 40.0 + 0.8\ \rho f_y\ \ (kg/cm^2) \qquad (A.1)$$

where a proportion ρ of steel with yielding stress "f_y" is placed normal to the crack. Eq.(A.1) implies that the amount of horizontal reinforcement which must be provided to resist shear failure in a bracket carrying a load V_u will be given by:

$$A_{sf} = (V_u - 40.0\ bd) / 0.8\ f_y \qquad (A.2)$$

where: b = width of corbel, d = effective depth of corbel.

The load causing tensile yielding of main steel (A_f), without yield in stirrups, can be obtained to a reasonable accuracy by assuming an internal arm of resistance equal to d, the depth of the bracket from top steel. The amount of main steel (A_f) to resist flexural collapse due to load V_u at eccentricity "a" from the column face is therefore given by:

$$A_f = (V_u\ .\ a) / (f_y\ .\ d) \qquad (A.3)$$

Flexural compressive failures are also possible. They were frequently reported by Kriz and Raths [7], they described this mode as "diagonal splitting". They also reported that these instances never took place when horizontal stirrups were present. So, it is recommended empirically, that the area of adequate horizontal stirrups, provided to prevent compressive failure, will be "$A_f / 2$" for $A_{sf} < 1.5\ A_f$; and equals $(A_{sf}-A_f)$ for $A_{sf} \geq 1.5\ A_f$ spread over the upper two-thirds of the corbel depth (where A_f is the area of the main steel).

Referring to the evidence of the available test results from the sources quoted, secondary failures will be excluded if all of the following conditions are met:

1. Adequate anchorage must be provided, using welded connections from main steel to cross bars, or by providing closed loops or L-shaped bends.
2. Bearing plate must not be permitted within the outermost 5.0 cm of the bracket edge, or over the anchorage bends.
3. Bearing stresses do not exceed 60 percent of the cylinder concrete strength (f_c') without experimental verification of the detail.
4. The bracket should be such that $h' / h \geq 0.5$ (Fig. A.1).

A flow chart of the design process is indicated in Fig. A.1

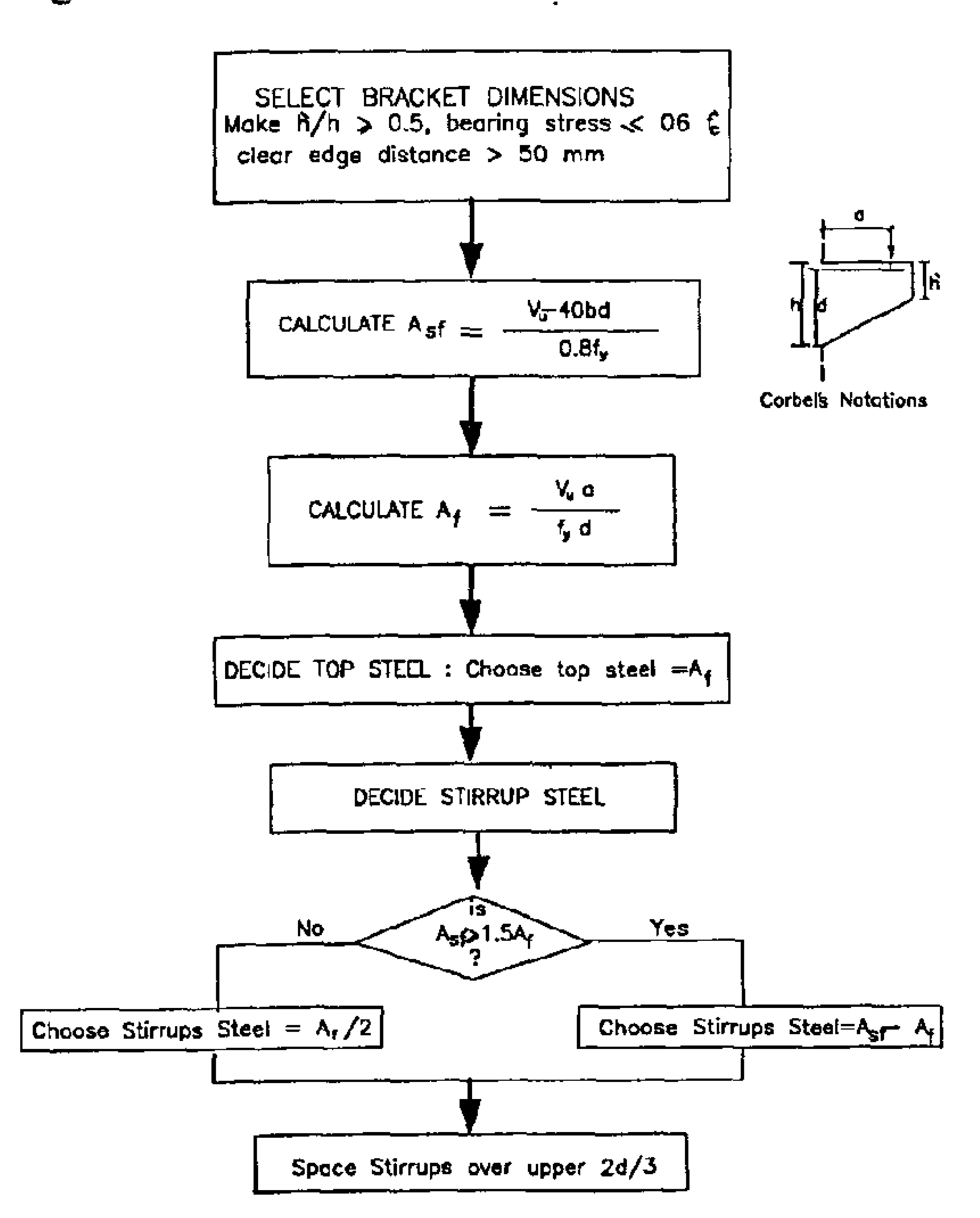
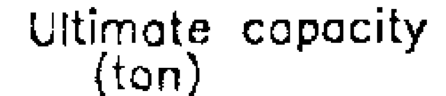


Fig. A.1- Modified shear friction method

constant values for the ultimate capacities with the reduction in span to depth ratio. The Egyptian Code produced a highly conservative estimate for corbels having low span to depth ratio.



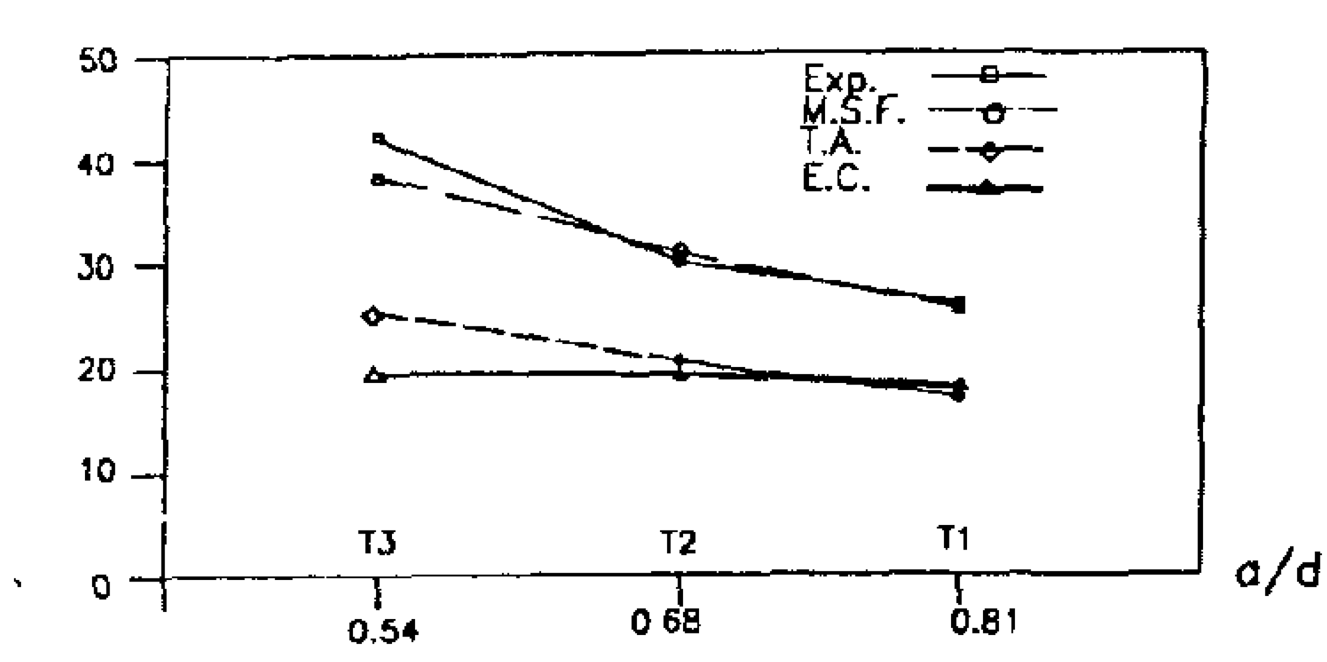


Fig. 13- Effect of a/d ratio on ultimate capacity.

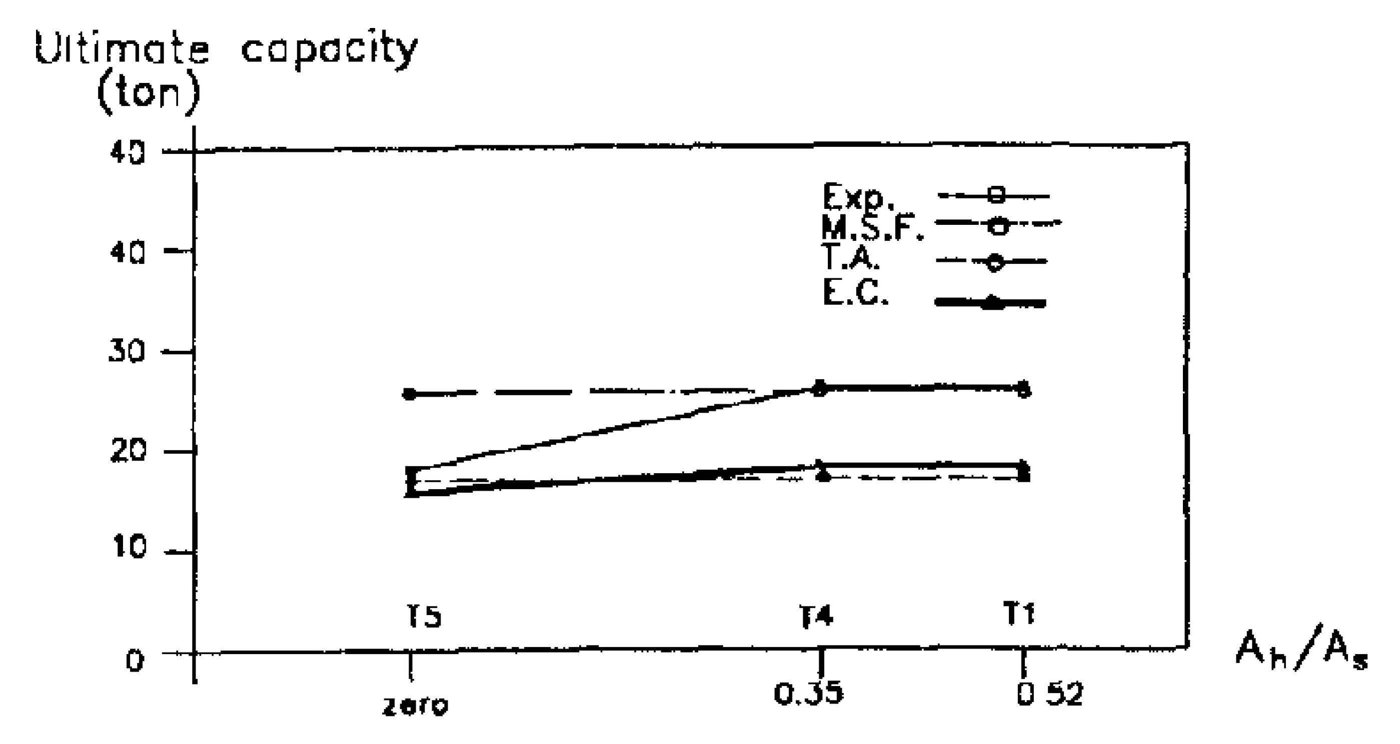


Fig. 14- Effect of A_h/A_s ratio on ultimate capacity.

[b] Amount of Horizontal Stirrups

Despite of having different amount of horizontal stirrups, the corbels T1 and T4 sustained exactly, as mentioned before, the same experimental ultimate failure load. Also, the three different procedures indicated the same ultimate capacity for both corbels. The closest one to the experimental results was the Modified Shear Friction Method but with no factor of safety taken into consideration. For corbel T5 which had no horizontal stirrups, the Egyptian Code was the only procedure that predicted a reduction in the ultimate capacity, similar to the experimental results, but with different decreasing rate. The other two procedures didn't predict any reduction in ultimate capacity, but predicted constant values for the three corbels T1, T4 and T5.

CONCLUSION

The following conclusions can be extracted from this research:

1. Decreasing the shear span to depth ratio leads to an increase in the ultimate shear strength of the corbels, i.e. the shear span to depth ratio is an influential parameter that affects the ultimate shear strength of corbels.

Table 9- The ultimate capacity (ton) calculated by the different procedures

Corbel	Modified S.F.M.		Truss Analogy		Egyptian Code		
	Eq. (A.2)	Eq. (A.3)	Eq. (A.6)	Eq. (A.7)	Eq. (A.8)	Eq. (A.12)	Eq. (A.13)
T1	47.4	25.6	28.4	16.9	18.0	23.9	19.4
T2	47.4	30.7	31.0	20.3	21.6	23.9	19.4
T3	47.4	38.3	32.7	25.4	27.0	23.9	19.4
T4	44.5	25.6	30.1	16.9	18.1	21.2	19.4
T5	38.8	25.6	28.8	16.9	18.0	15.7	19.4

Table 10- Comparison between the results of the experimental work and the different procedures

Corbel	Experimental V_u (ton)	Modified S.F.M. V_u (ton)	Truss Analogy V_u (ton)	Egyptian Code V_u (ton)
T1	26.0	25.6	16.9	18.0
T2	30.0	30.7	20.3	19.4
T3	42.0	38.3	25.4	19.4
T4	26.0	25.6	16.9	18.1
T5	18.0	25.6	16.9	15.7

2. Corbels without horizontal stirrups sustain less shear load than similar corbels with sufficient amount of horizontal stirrups, i.e. using horizontal stirrups in corbels has a great effect on improving the ultimate shear strength.

3. The ratio between the area of horizontal stirrups to the area of the main tension reinforcement (A_h / A_s) furnished by different procedures to be 0.5, can be reduced to 0.4 without affecting the ultimate capacity of corbels.

4. Decreasing the shear span to depth ratio, the compression strains in bottom reinforcement, for corbels with horizontal stirrups, changed to tension due to the increase in shear load capacity.

5. The Modified Shear Friction Method tended to be unconservative as its results were closely coinciding with the experimental results without any factor of safety.

6. The Truss Analogy Method predicts well the general trend of shear strength for corbels which increases with the reduction of shear span to depth ratio.

7 Using absolute maximum value for shear friction stress by the Egyptian Code, leads to a constant value for the ultimate shear capacity despite the reduction in span to depth ratio.

Table 8- Values of load-reinforcement strain for specimen T5

Load ton	Point (1) strain × 10^{-6}	Point (2) Strain × 10^{-6}
4	-71	+160
8	-173	+504
10	-229	+1059
12	-279	+1342
14	-323	+1599
16	-380	+1914

EVALUATION OF RESULTS

On studying the test results it was clear that the shear span to depth ratio (a/d) had a major effect on the ultimate shear capacity for the corbels. It was found that decreasing a/d, while keeping the other variables constant, from 0.81 to 0.54 increased the ultimate capacity from 26 to 42 tons respectively.

Also, it was found that using horizontal stirrups in corbels had a major effect on the ultimate shear capacity. Corbel without horizontal stirrups sustained about 69% of the ultimate shear capacity of similar corbel with sufficient amount of horizontal stirrups.

In corbel T1, $A_h/A_s = 0.52$ while the corbel T4 had $A_h/A_s = 0.35$ which is less than the general requirement (0.50), where A_h is the area of the horizontal stirrups and A_s is the area of the main tension reinforcement. In other words the corbel T1 had the amount of horizontal stirrups equalling to 1.5 times the amount of horizontal stirrups in the corbel T4. The concrete strength (f_{cu}) for the two corbels T1 and T4 were 430 and 470 kg/cm^2 respectively with a small difference of about 9% and the two corbels sustained exactly the same ultimate failure load (26 ton). It can be concluded from the above mentioned results that the ratio A_h/A_s may be reduced from 0.5 to 0.4 without affecting the ultimate capacity of the corbels.

At first stages of loading, the strains in the bottom reinforcements for all corbels were negative (compression). The increase of loading for the specimens T1, T2, T3 and T4 caused an increase in the negative strains up to a certain point then the negative strains decreased, and was changed to positive (tension) for corbel T3 only. For corbel T5, the strains increased steadily with the increase of the load. That is to say, the compression strains in the bottom reinforcements, for corbels with horizontal stirrups, changed to tension by decreasing the shear span to depth ratio. This was due to the remarkable increase in shear load capacity which caused an increase in tension stresses in all reinforcement bars.

Also, at first stages of loading, the strains in the top reinforcement and in the horizontal stirrups were positive (tension) for all corbels, with maximum value of strains usually at top reinforcement and decreasing in the horizontal stirrups. For corbel T3, three strain gauges, at top reinforcement and at horizontal stirrups, showed yielding, which means flexural failure due to yielding in the main tensile reinforcement. Meanwhile, for the other four corbels (T1, T2, T4 and T5), the failure was due to crushing of concrete in compression.

COMPARISON BETWEEN TEST RESULTS AND DIFFERENT PROCEDURES

In order to differentiate between the three different procedures presented in Appendix A, they were applied to the specimens T1 to T5, then the results were compared. The three different procedures recommend horizontal stirrups, but for reason of comparison with the test results of corbel T5, which had no horizontal stirrups, they were also applied.

Using the three mentioned procedures of design, the ultimate capacity of all corbels were calculated and presented in details in table 9. For comparison, the least values of the ultimate capacity calculated by the different procedures were tabulated in table 10 along with the corresponding failure loads from the experimental results, and were also presented as well, in figures 13 and 14.

[a] Shear Span to Depth Ratio

Compared with experimental results, both the Modified Shear Friction Method and the Truss Analogy Method, managed to predict the general trend of strength, that is to say the strength increases with the reduction in span to depth ratio. The Modified Shear Friction Method tended to be unconservative as its results were closely coinciding with the experimental results without any factor of safety. Meanwhile the Truss Analogy Method produced reasonable values for all cases of a/d ratio; the average $V_{u(Exp.)}/V_{u(T.A.)}$ equalled 1.56. The use of absolute maximum value for shear friction stress by the Egyptian Code, led to

at each load increment for each specimen, are shown in tables 4 to 8 and figures 8 to 12.

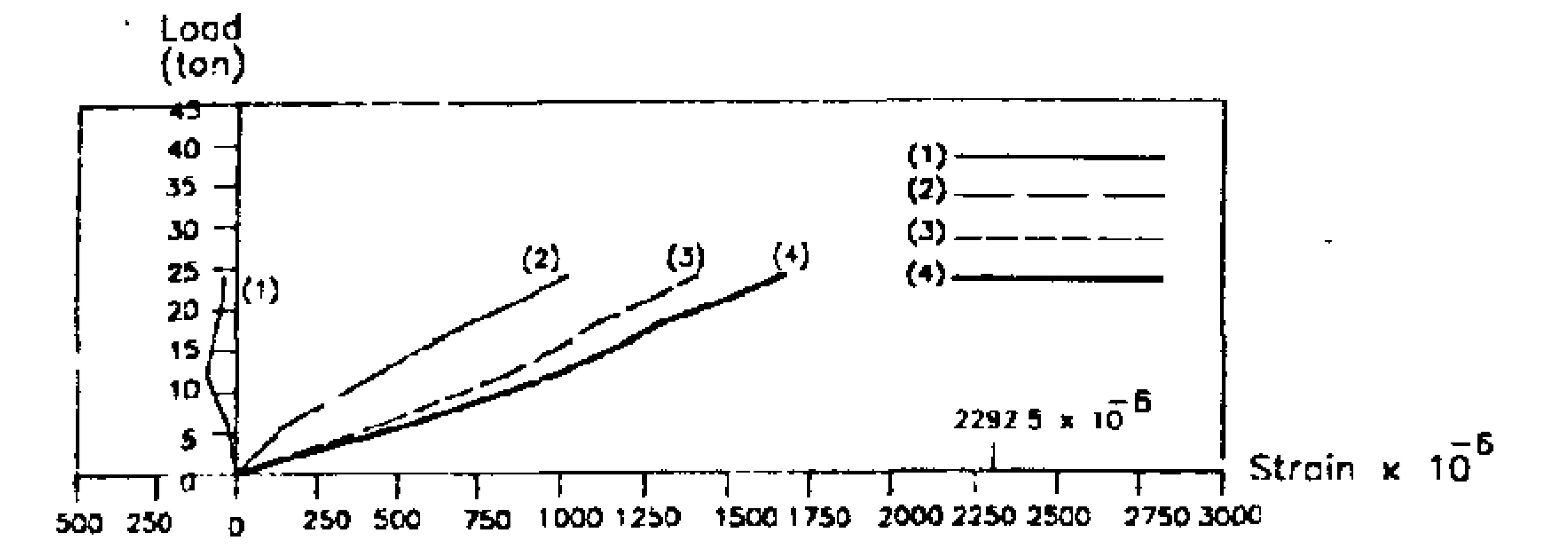


Fig. 8- Load-reinforcement strain curves for specimen T1.

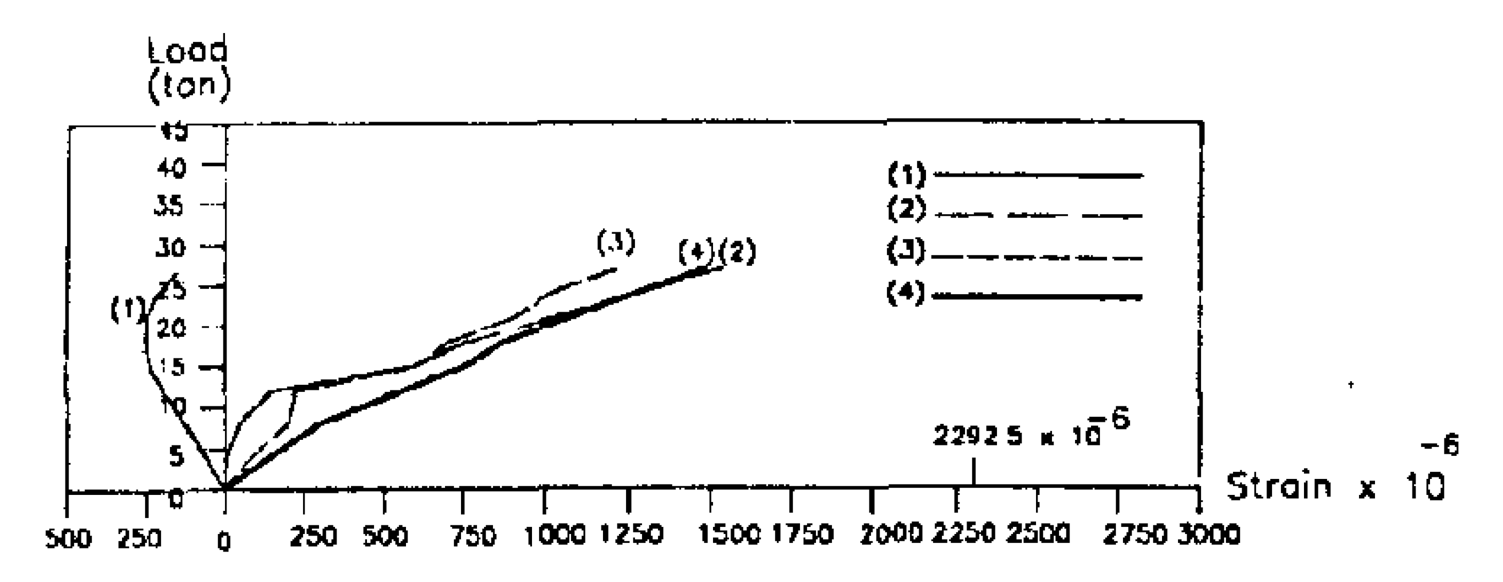


Fig. 9- Load-reinforcement strain curves for specimen T2.

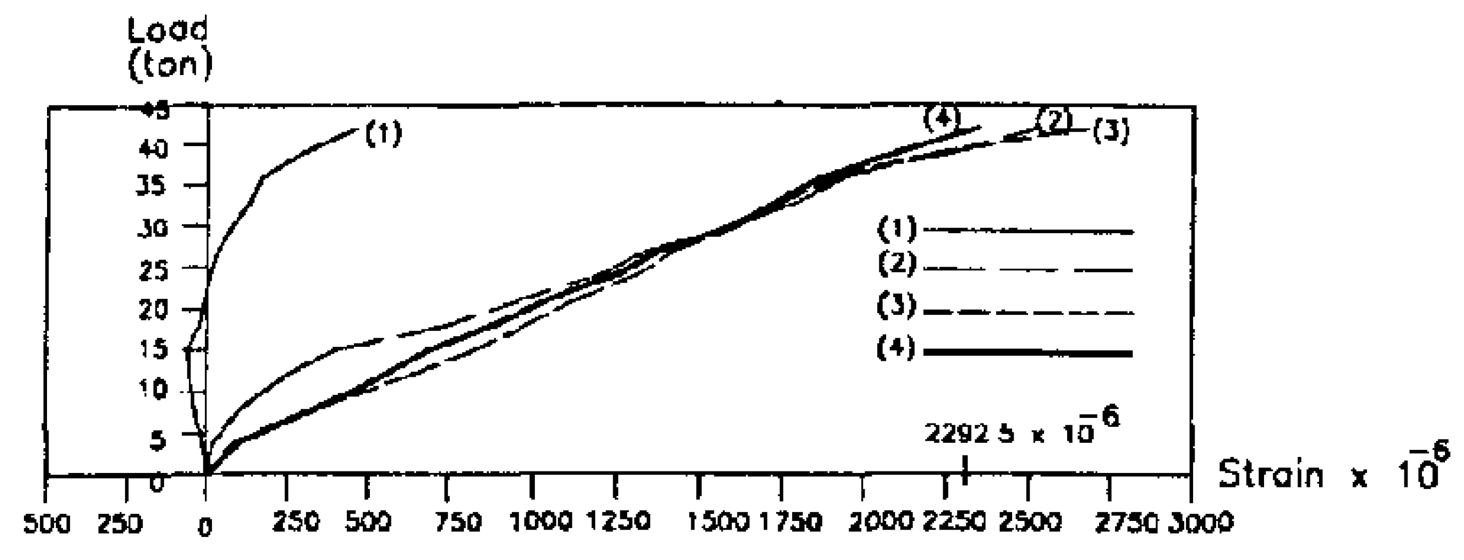


Fig. 10- Load-reinforcement strain curves for specimen T3.

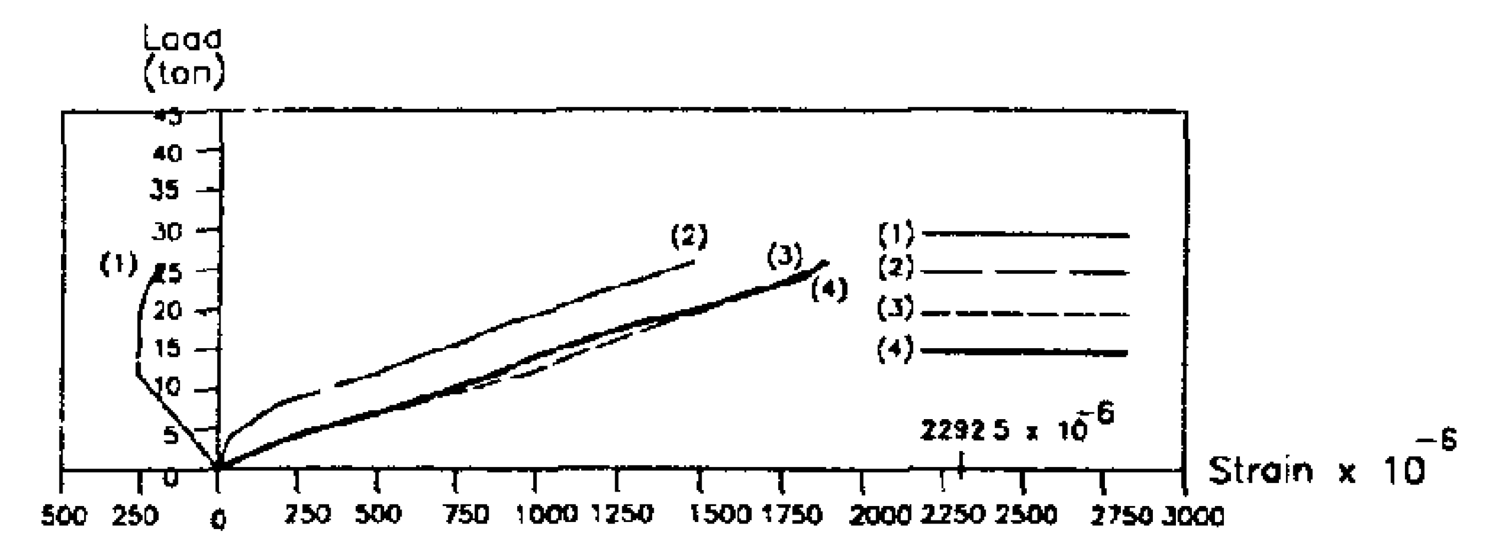


Fig. 11- Load-reinforcement strain curves for specimen T4

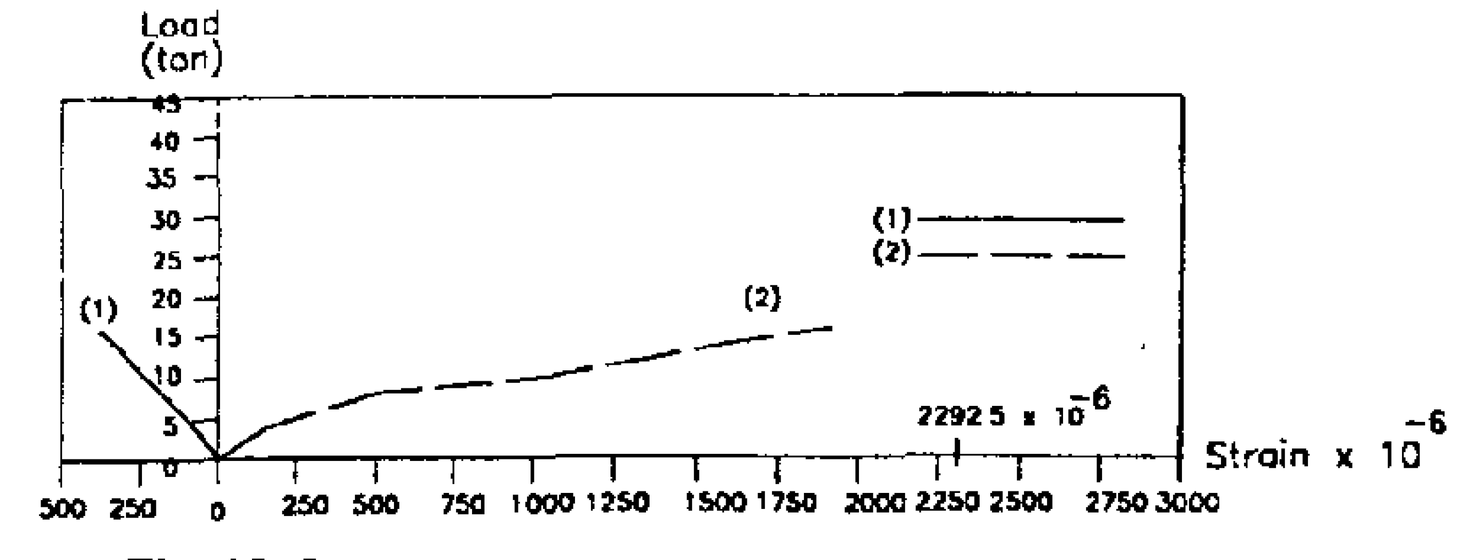


Fig. 12- Load-reinforcement strain curves for specimen T5.

Table 3- Principal test results

Corbel	f_c (7days) kg/cm^2	f_{cu}		f_c`*	V_{cr}	V_u
		days	kg/cm^2	kg/cm^2	ton	ton
T1	340	44	430	344	10	26
T2	330	46	440	352	12	30
T3	350	44	430	344	14	42
T4	340	58	470	376	10	26
T5	300	58	440	352	9	18

* f_c` = 0.8 f_{cu}

Table 4- Values of load-reinforcement strain for specimen T1

Load ton	Point (1) strain × 10^{-6}	Point (2) strain × 10^{-6}	Point (3) strain × 10^{-6}	Point (4) strain × 10^{-6}
6	-26	+152	+445	+541
12	-96	+431	+835	+998
15	-84	+561	+982	+1159
18	-60	+708	+1104	+1295
21	-45	+877	+1269	+1502
24	-39	+1024	+1410	+1672

Table 5- Values of load-reinforcement strain for specimen T2

Load ton	Point (1) Strain × 10^{-6}	Point (2) strain × 10^{-6}	Point (3) strain × 10^{-6}	Point (4) strain × 10^{-6}
4	-60	+10	+89	+145
8	-124	+46	+208	+313
12	-187	+146	+426	+561
15	-232	+591	+603	+755
18	-259	+756	+706	+869
21	-250	+1018	+884	+1090
24	-217	+1285	+1020	+1260
27	-150	+1534	+1220	+1486

Table 6- Values of load-reinforcement strain for specimen T3

Load ton	Point (1) strain × 10^{-6}	Point (2) strain × 10^{-6}	Point (3) strain × 10^{-6}	Point (4) strain × 10^{-6}
4	-17	+19	+86	+108
8	-36	+112	+345	+346
12	-55	+256	+636	+555
15	-61	+381	+828	+689
18	-25	+742	+980	+889
21	-10	+959	+1129	+1052
24	+10	+1195	+1310	+1255
27	+32	+1339	+1425	+1384
30	+76	+1597	+1609	+1600
33	+134	+1793	+1751	+1752
36	+196	+1941	+1916	+1872
39	+295	+2276	+2227	+2114
42	+458	+2522*	+2685*	+2348*

* Greater than yield strain (2292.5 × 10^{-6})

Table 7- Values of load-reinforcement strain for specimen T4

Load ton	Point (1) strain × 10^{-6}	Point (2) strain × 10^{-6}	Point (3) strain × 10^{-6}	Point (4) strain × 10^{-6}
4	-82	+37	+242	+248
8	-170	+189	+591	+608
12	-259	+503	+886	+980
14	-264	+622	+991	+1102
16	-255	+777	+1157	+1242
18	-259	+884	+1293	+1363
20	-258	+1047	+1489	+1515
22	-242	+1180	+1651	+1635
24	-222	+1337	+1816	+1774
26	-179	+1475	+1878	+1888

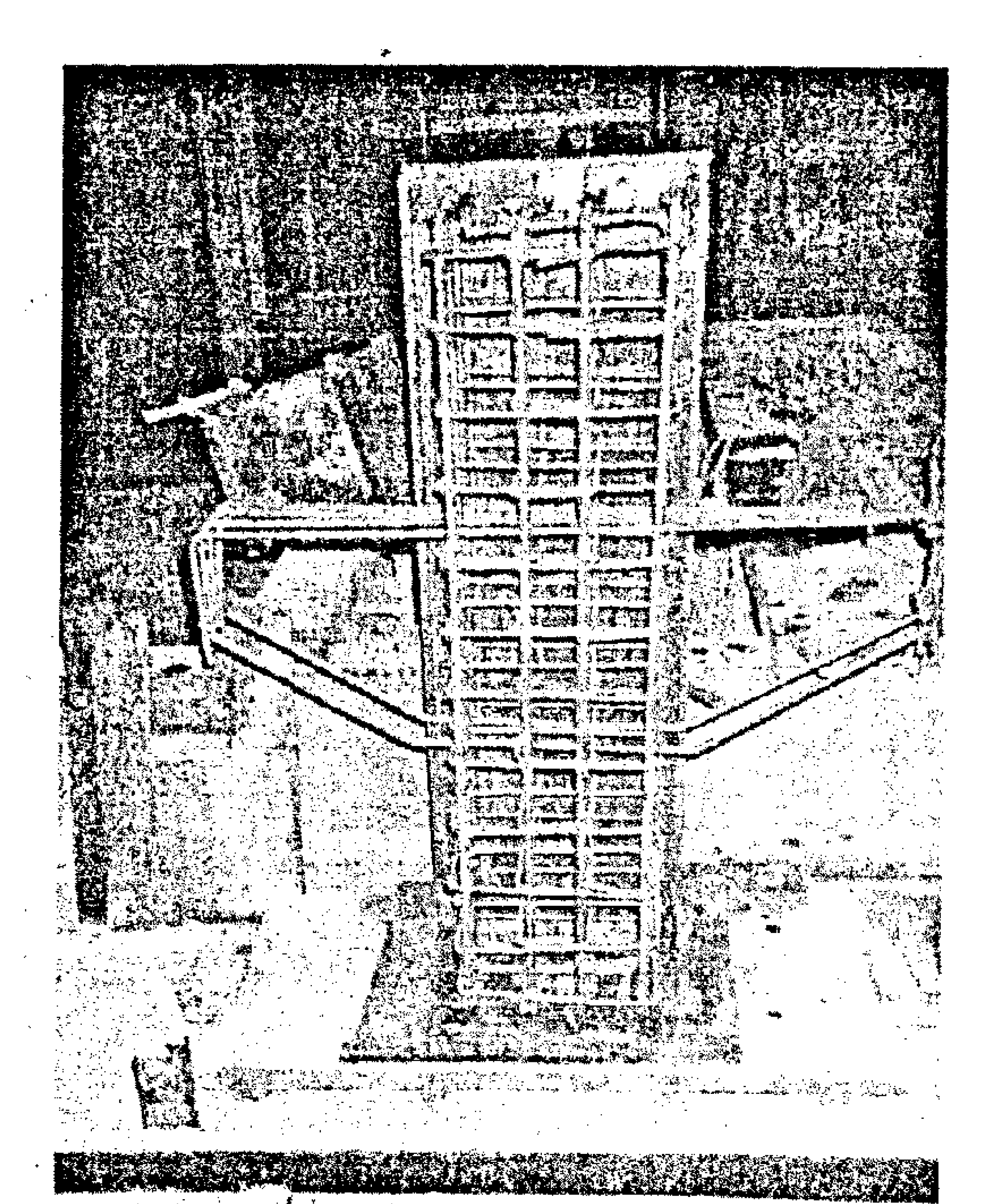


Fig. 5- The reinforcement cage for specimen T5 in its formwork.



Fig. 6- One of the specimens during curing.

Test Procedure

Each specimen was placed on the 500 ton Amsler testing machine. The load was applied through a hydraulic jack with maximum capacity of 90 tons. The hydraulic jack was connected to two pistons. A load cell of 60 tons capacity was placed over one of the pistons as shown in figure 7. Electrical strain gauges were used to measure the strains in the reinforcing steel bars. The length of the strain gauges was 1.0 cm. The load was applied in predetermined increments until failure of the beam was reached. At each increment, all strains were recorded, the beam was inspected and all cracks were marked while the applied load was kept constant. The cracking load was detected and the test was stopped when the corbel could not sustain any further load. Each corbel test was followed by testing three concrete cubes to determine the compressive strength of used concrete.

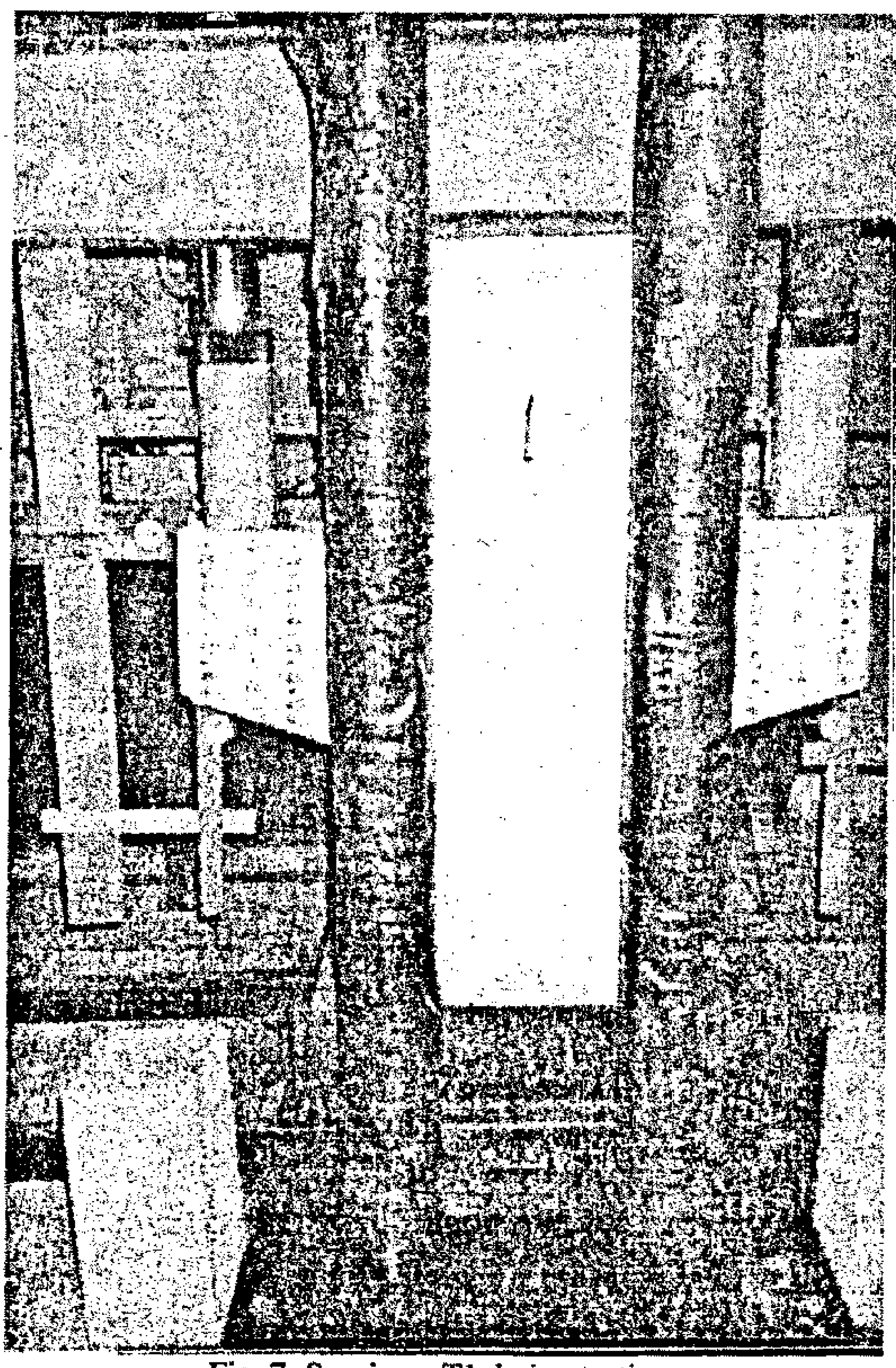
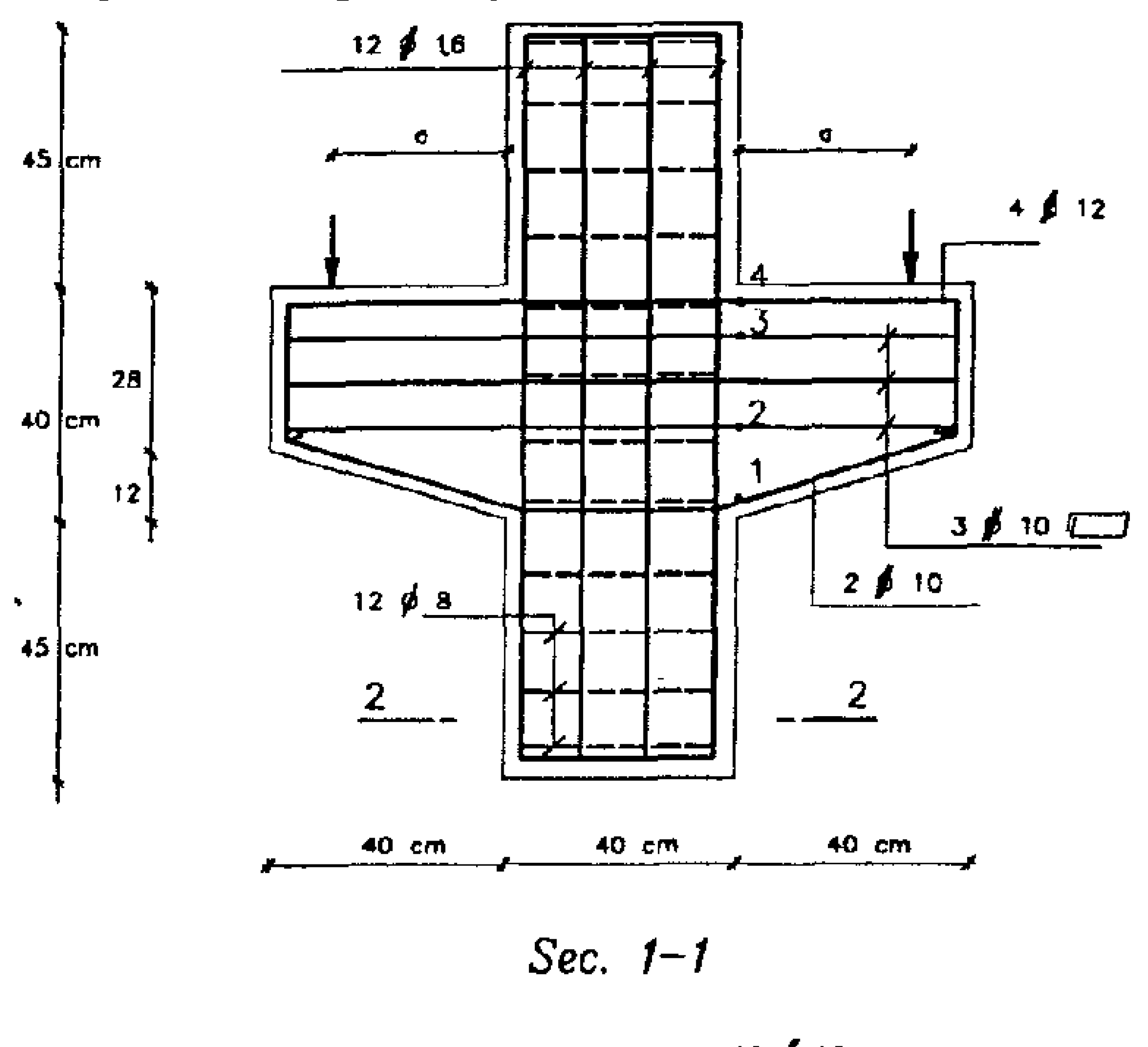


Fig. 7- Specimen T1 during testing.

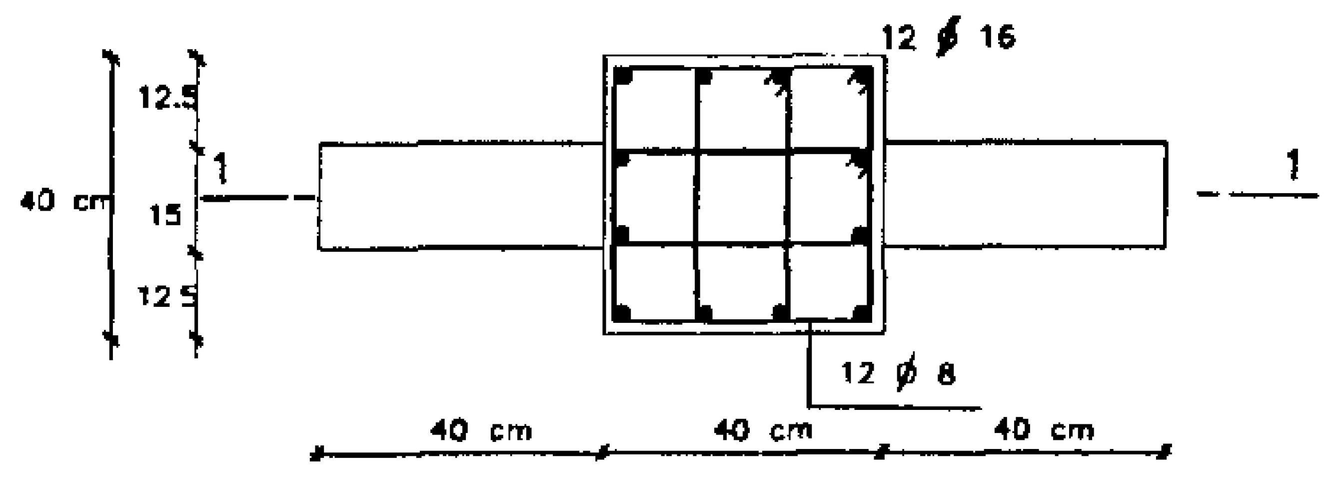
TEST RESULTS

The principal test results are tabulated in table 3. The recorded strains in the reinforcing steel bars, measured by the electrical strain gauges

were also cast, three of them were tested after seven days and the remaining three were tested on the day of testing the specimen.



Sec. 1-1



Sec. 2-2

Fig. 1- Dimensions, reinforcement arrangements and positions of electrical strain gauges for corbels T1, T2 and T3.

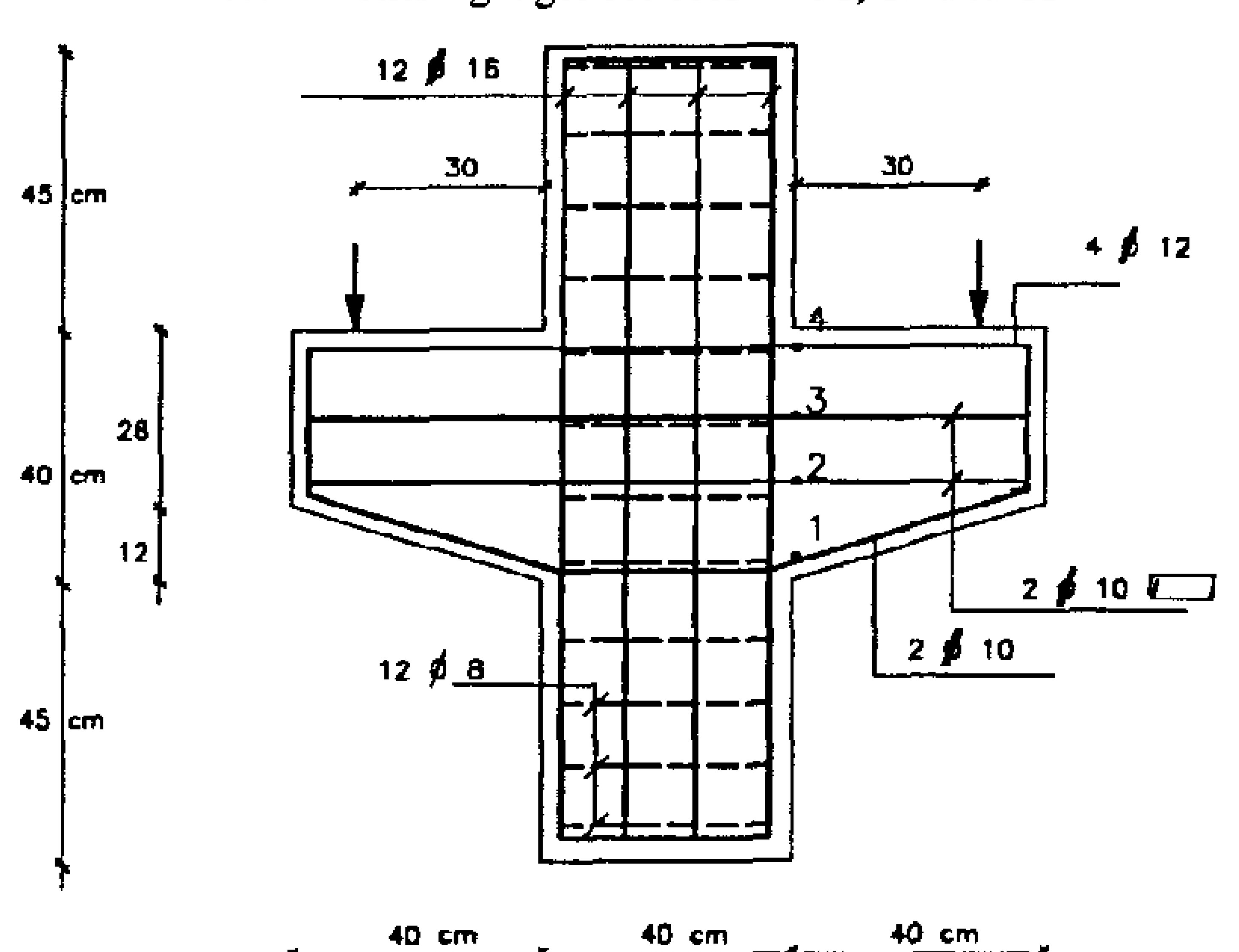


Fig. 2- Dimensions, reinforcement arrangements and positions of electrical strain gauges for corbels T4.

Table 1- Properties of tested specimens

Corbel	a cm	a/d	Horizontal stirrups (A_h)	A_h/A_s*
T1	30	0.81	3ϕ10	0.52
T2	25	0.68	3ϕ10	0.52
T3	20	0.54	3ϕ10	0.52
T4	30	0.81	2ϕ10	0.35
T5	30	0.81	-------	-------

* A_s = Area of the main tension reinforcement.

Table 2- Properties of used steel bars*

Shape Of bar	Nominal diameter mm	Yield stress kg/cm^2	Ultimate tensile strength kg/cm^2	Elongation %
Plain	8	3500	5200	30
Ribbed	10	4585	6890	22
Ribbed	12	4585	6820	16
Ribbed	16	4330	6760	20

* Tested at the Materials Testing Laboratory, Cairo niversity.

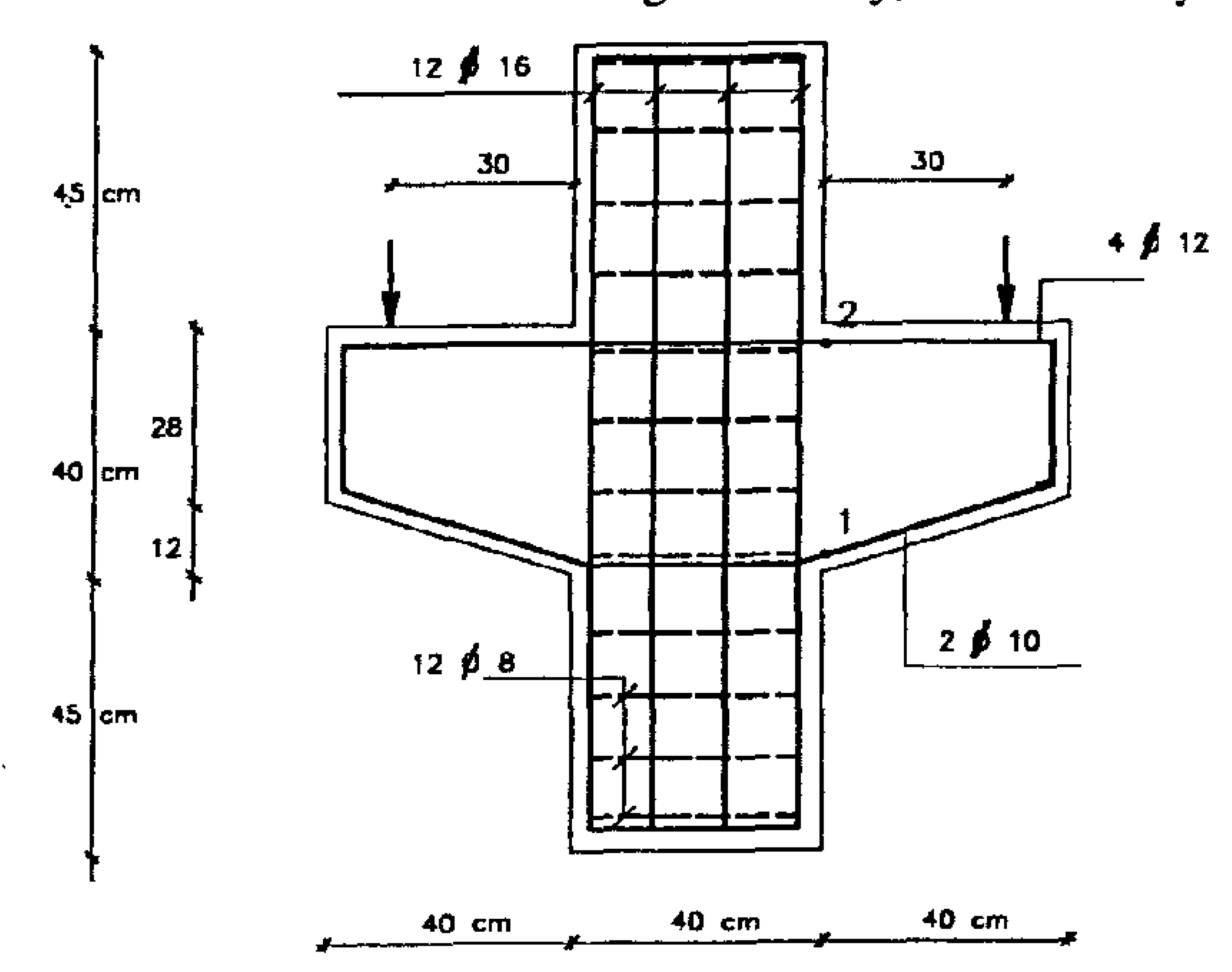


Fig.3- - Dimensions, reinforcement arrangements and positions of electrical strain gauges for corbel T5

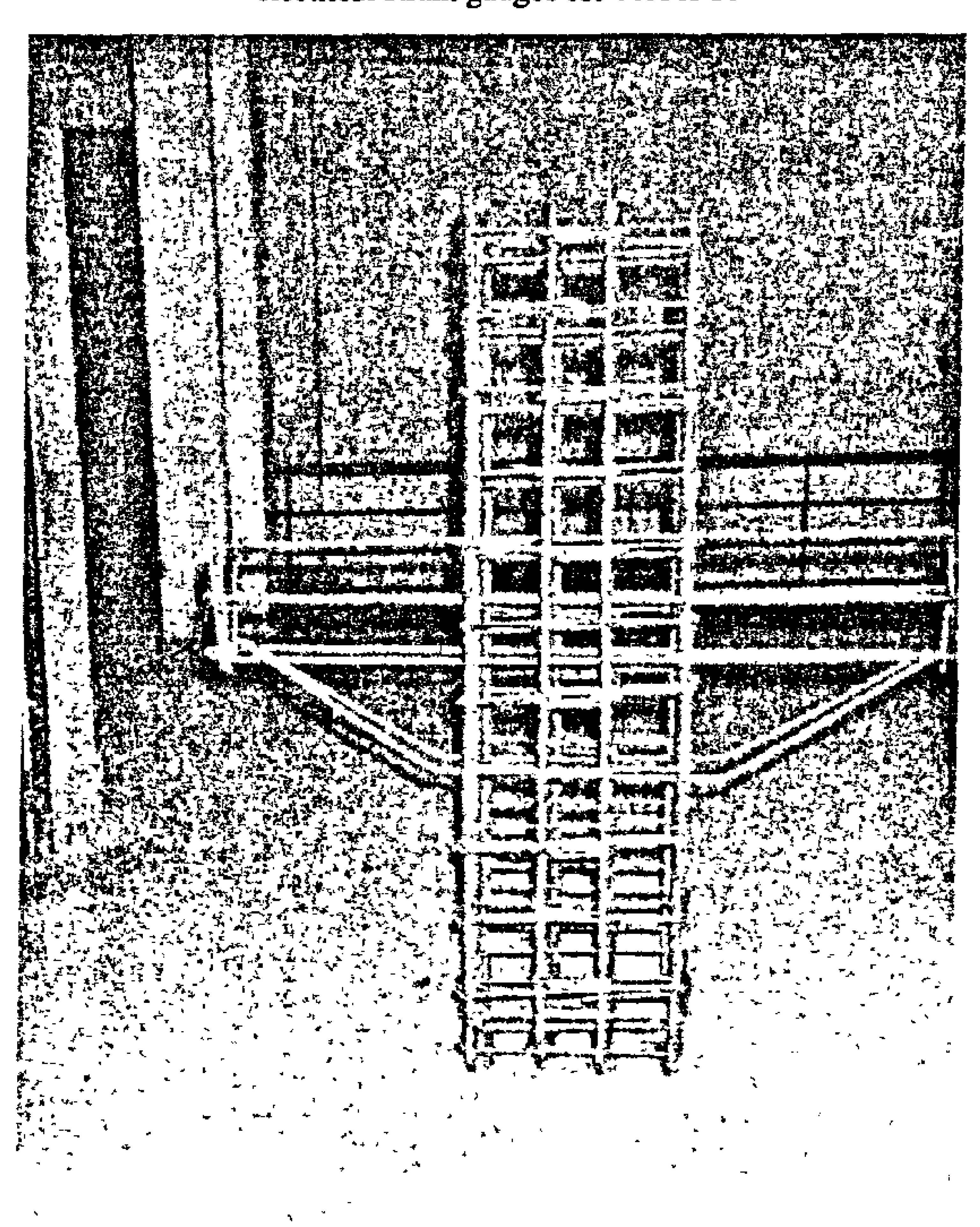


Fig. 4- The reinforcement cage for specimen T4.

EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF REINFORCED CONCRETE CORBELS COMPARED WITH DIFFERENT PROCEDURES OF DESIGN

By
Dr. Wael M. El-Degwy*

ABSTRACT

In this research an experimental investigation is presented concerning five reinforced concrete corbels tested up to failure. The ultimate capacity for these corbels were presented and compared with the ultimate capacity calculated in accordance to three different procedures: the Modified Shear Friction Method, the Truss Analogy Method, and the Egyptian Code. The influence of the following two major parameters was emphasized: Shear span to depth ratio and amount of horizontal stirrups. The results were studied and compared to emphasize the basic differences between the three mentioned procedures and the experimental. Conclusions were extracted from these comparisons.

INTRODUCTION

Short cantilevers are commonly used in precast concrete construction to transfer loads from slabs or beams to columns. Also, crane girders are generally supported by short cantilevers. Short cantilevers, having span to depth ration less than or equal to 1.0, are generally classified as corbels or brackets. Corbels are usually designed to support beams transferring vertical reactions (V). The size and shape of corbels may vary depending on the nature and magnitude of applied loads and in some cases on architectural considerations.

The experimental investigation presented herein, was carried out at the Concrete Research Laboratory, Cairo University. It included five reinforced concrete corbels with different shear span to depth ratio and different amount of horizontal stirrups. Three different methods of design, namely: the Modified Shear Friction Method after Cowan and Hermansen [1], the Truss Analogy Method after Himat [2] and the Egyptian Code [3] were used in calculating the load carrying capacity of the reinforced concrete corbels. These methods are presented in Appendix A [4].

EXPERIMENTAL PROGRAM

Test Specimens

Five corbels were tested under vertical loading. Figures 1 to 3 and tables 1 and 2 summarize the dimensions, reinforcement arrangements, positions of electrical strain gauges, properties of tested specimens and properties of used steel bars. The corbels were divided into two groups. The first group consisted of three corbels (T1, T2 and T3) having the same reinforcement with different shear span to depth ratio (a/b). The second group consisted of three corbels (T1, T4 and T5) having the same shear span to depth ratio (a/b) with different amount of horizontal stirrups.

All corbels were reinforced with 4ϕ12 and 2ϕ10 as top and bottom reinforcement respectively. They had the same breadth (b=15cm) and were connected to 40x40cm column, reinforced with 12ϕ16 as vertical reinforcement and 12ϕ8 as horizontal stirrups. The mixture proportions per cubic meter of concrete were the same for all specimens; cement 350 kg, water 180 kg, coarse aggregate (maximum size 15mm) 1175 kg and sand 630 kg. All corbels had the same effective depth (d=37cm) at the face of the column.

In figure 4 the reinforcement cage for specimen T4 is illustrated, while figure 5 shows the reinforcement cage for specimen T5 in its formwork before casting, and figure 6 shows one of the cast specimens during curing stage in the laboratory. While casting each specimen, six cubes

* Associate Professor, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.

CONTENTS

ARABIC SECTION

ENGLISH SECTION

JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS

28 Ramsis St. Cairo ARE Tel: 5740488

VOL. 39 ISSUE No. 2 - 2000 ISSN 1110 - 1253

INSTRUCTIONS FOR AUTHORS OF ARTICLES

* Issued quarterly - Contributors are invited to submit material for editorial consideration addressed to the Editor.

* The Journal publishes articles contributing to the advancement of engineering science and applications.

* Scientific articles may be typewritten in Arabic or English and should start with abstracts in both languages.

* Authors' names should be given in full, in both languages, together with their academic titles and professional occupations

* The Journal does not hold itself responsible for the opinions or the contents expressed by the authors.

* Articles may not exceed 8 pages. In this respect, mathematical derivations may be abbreviated and tables replaced by curves.

* Curves to be drawn on tracing paper, and to occupy half a page at most. Exceptionally, full page curves or plates are admitted. Curves presented will be scaled down to these sizes. Figures and lettering on curves should not be less than 3 mm even after scaling down.

* References to be given at the end of each article and classified alphabetically according to author's name followed by the name of the journal or book and the date of issue.

YEARLY SUBSCRIPTION

Inland:

Engineers	20 L. E.
Non - Engineers	50 L. E.
Organizations	500 L. E.

Abroad

Individuals	75 US $
Organizations	500 US $

مجلة جمعية المهندسين المصرية

٢٨ شارع رمسيس - القاهرة ج . م . ع . - ت : ٥٧٤٠٤٨٨

المجلد التاسع والثلاثون - العدد الثالث ٢٠٠٠ ردمد ١١١٠ - ١٢٥٣

- تصدر المجلة ربع سنوية.
- ترسل النصوص المطلوب موافقة هيئة التحرير على نشرها باسم السيد رئيس التحرير.
- تنشر المجلة المقالات التى تسهم فى رفع مستوى العلوم الهندسية وطرق ممارستها.
- تقبل للنشر المقالات والبحوث العلمية بعد تحكيمها بإحدى اللغتين العربية أو الإنجليزية، وتبدأ بخلاصة ABSTRACT بكل من اللغتين.
- المجلة غير مسئولة عن الآراء والمحتويات التى تنشر وهى تعبر عن كاتبها فقط.
- تذكر أسماء أصحاب المقالات كاملة باللغتين ومعهما ألقابهم العلمية ووظائفهم.
- يراعى ألا تتجاوز المقالة ٨ صفحات بالمجلة، وفى سبيل ذلك يختصر الاشتقاق الرياضى، ويستعاض عن الجداول بمنحنيات مرسومة بالحبر الشينى الأسود، على أنْ يشغل المنحنى نصف صفحة على الأكثر، ولا يشغل صفحة كاملة إلا فى حالات استثنائية، وسيصغر أىّ منحنى إلى تلك المقاسات.
- ويراعى ألا يقل ارتفاع الحروف أو الأرقام على المنحنيات المنشورة عن ٣ مم بعد التصغير.
- يعنى بذكر المراجع المستقى منها المقال، وتصنف تبعاً لإسم المؤلف ، ثم العنوان ، ثم المجلة أو الكتاب وتاريخه.

<u>اشتراكات المجلة:</u>

- داخل البلاد :

الاشتراك السنوى للمهندسين	٢٠ جنيها
الاشتراك السنوى لغير المهندسين	٥٠ جنيها
الاشتراك السنوى للهيئات	٥٠٠ جنيها

- بالخارج :

للأفراد ٧٥ دولار أمريكى سنوياً.
وللهيئات ٥٠٠ دولار أمريكى سنوياً.
وذلك عن الأربع أعداد السنوية ويعامل الواحد بواقع الربع من هذه القيمة.
وتعطى أولوية النشر بالمجلة للسادة الزملاء أعضاء جمعية المهندسين المصرية.

محتويات العـــــــــدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

تطوير المناطق السكنية بالمشاركة الشعبية
دراسة تحليلية للتجربة المصرية

د.احمد هلال محمد* ، د. احمد عبد الله عبد الغنى**

ملخص البحث

يهدف هذا البحث إلى تقويم تجارب التخطيط بالمشاركة بمشروعات تطوير الأحياء السكنية داخل وحول المدن المصرية، وذلك من خلال دراسة وتحليل تلك التجارب والتعرف على إيجابياتها وسلبياتها، حيث يتعرض البحث إلى ثلاث تجارب: الأولى وهى تجربة مشروع تطوير المجتمع السكنى بحلوان وذلك لكونها أول تجربة يشارك فيها السكان، ولأنها اكبر التجارب، والثانية تجربة حى السلام بالإسماعيلية، والثالثة هى تجربة تحسين حى الناصرية بأسوان. وقد اعتمد البحث على المنهج الوصفى التحليلى لتلك التجارب فهو يتناول فى كل منهم أهداف التجربة والتعرف على إدارتها وظروف تمويلها، ثم تقويمها والتعرف على إيجابياتها وسلبياتها. وينتهى البحث باستخلاص بعض النتائج والتوصيات التى يمكن أن تسهم في توجيه دور السكان ذوى الدخل المحدود فى تطوير المدينة المصرية.

مقدمـــــة

تعتبر إمتدادات المدن وخاصة العشوائي منها نوعا من الحلول التى يلجأ إليها السكان لحل مشكلاتهم الإسكانية والتى تعجز الدولة عن حلها. وقد أشارت دراسة أجريت عن الإمتدادت العشوائية في مدينة القاهرة وبنى سويف إلى أن نسبة ٨٤% من الوحدات السكنية فى مدينة القاهرة و٩١ % من الوحدات السكنية التى بنيت في مدينة بنى سويف فى الفترة من ١٩٧٥– ١٩٨١م كانت من النوع العشوائى.

ويعتبر تطوير وتنمية مناطق الإسكان العشوائى فى المدينة من المشروعات التى تمثل عبء كبير يستلزم إمكانيات اقتصادية ضخمة. لذلك وفى ظل عجز أو قصور - الإمكانيات المتاحة ظهرت فكرة إشراك السكان فى تطوير وتنمية تلك المناطق. وتعتمد فكرة المشاركة على تعاون الحكومة مع المجتمع فى إيجاد الحلول الإيجابية لتطوير تلك المناطق، ففى المجتمع تكمن طاقات بشرية هائلة ينقصها التنظيم ليمكن استغلالها وتوجيهها للمساهمة فى مجال التطوير والتنمية وبالتالى تخفيف بعض الأعباء عن الحكومة.

ومنذ منتصف السبعينات بدأت الحكومة المصرية – بدعم من بعض المنظمـــات الدولية– فى إشـــراك السكان فى تطوير مناطق الإسكان العشوائى في بعــض المدن، مثل مدينة القاهرة والإســـماعيلية وأســـوان وغيرها. وتشتمل هذه الورقة البحثية على دراســـة تحـــليلية وتقويمية لثلاث تجارب مصرية رائدة فى هذا المجال، وذلك بهدف التعرف على أوجه النجاح (لدعمها) وأوجه القصـــور (لتلافيها) وأخذ هذا في الاعتبار في المشروعات المستقبلية المماثلة.

* أستاذ مساعد – كلية الهندسة – جامعة أسيوط

** مدرس – كلية التخطيط الإقليمى والعمرانى – جامعة القاهرة.

١- مفهوم ودور المشاركة الشعبية

تناول مفهوم المشاركة الشعبية بالدراسة والتحليل مجموعة كبيرة من المفكرين الباحثين والذين طرحوا تصورات وصياغات متنوعة للمشاركة الشعبية بنيت جميعها على رؤية كل منهم لمشاكل الإسكان الحكومى والجماعى وملاحظاتهم للمناطق السكنية العشوائية والمستقرات غير الشرعية Squatter Settlements. وقد أختلف هؤلاء المفكرين الباحثين فى تحديد دور ومستوى المشاركة، حيث يؤكد بعضهم (Charles Abrams - John Turner - Horaico Caminos) على تحديد مفهوم المشاركة بأنه الاستفادة من الموارد البشرية وإمكانيات التمويل للسكان في عمليات الإسكان، بمعنى أن تقوم الدولة بتوجيه رأس المال العام لتمويل إنشاء المرافق والخدمات العامة (مياه - صرف - كهرباء... الخ) وتخطيط الأراضى وتقسيمها ثم يترك للمستعمل عملية البناء مع إمداده بالمساعدات الفنية أو بصورة أكثر تقدما مثل بناء جزء من المسكن ثم ترك المستعمل ليقوم باستكمال مسكنه بنفسه وذلك عبر برنامج محدد سلفاً ......، ويرى بعض المفكرين الآخرين (حسن فتحي .N. J. Habraken -Christopher Alex) أن العملية أكثر عمقا واقترابا من عملية التخطيط والتصميم (ابتداء من المسكن وحتى خدمات التجمع العمراني)، ويرى هؤلاء أن عملية الإسكان والتنمية هى عمل جماعى يهدف إلى صياغة بيئة مناسبة لقاطنيها، وأن هذا لا يتم إلا عبر تدخل إيجابى من قبل المستعملين في اتخاذ القرارات الخاصة بالمسكن[١].

* دور المشاركة الشعبية

إن مشاركة السكان فى تخطيط وتصميم وبناء مساكنهم وتطوير الأحياء التي يقطنونها يكسبهم الشعور بالرضى الذى ينعكس فيما بعد على حسن استخدام وصيانة مساكنهم وتحسينها مما يكون له تأثير إيجابى على البيئة السكنية ككل[٣،٢] وبصفة عامة ينحصر دور المشاركة فى خمسة عناصر هى[٤]:

- **المساهمة في تكاليف المشروع:** وذلك من خلال مساهمة السكان بالمال أو الأعمال أثناء تنفيذ المشروع.
- **زيادة كفاءة المشروع:** يأتى ذلك من خلال استشارة السكان أثناء التخطيط للمشروع أو أثناء عمليات تنفيذ وتشغيل المشروع.
- **زيادة فاعلية المشروع:** ضمان وصول فائدة المشروع إلى المجموعات السكانية المختلفة.
- **بناء قدرات السكان:** يكون هذا من خلال ضمان ربط المشاركين فعليا بعملية تخطيط وتنفيذ المشروع (مثل تشكيل مجموعات بناء بالجهود الذاتية) أو من خلال التدريب الرسمى وغير الرسمى والأنشطة التى تزيد من درجة الوعى.
- **زيادة السلطة الممنوحة:** يعرف هذا الجزء بأنه محاولة لزيادة سيطرة المجتمعات الفقيرة على الموارد والقرارات التى تؤثر في حياتهم، ومشاركتهم فى المنافع التى ينتجها المجتمع الذى يعيشون فيه.

هذا بالإضافة إلى الفائدة التى تعود على المتخصصين (المعماريون والمخططون) مثل تعرفهم على الاحتياجات والتفضيلات الفعلية للسكان والاحتكاك المباشر بالمشاكل المحلية الخاصة بالمجتمع وبالتالى إيجاد وتطوير الحلول الملائمة.

٢- دراسة تحليلية لتجارب تطوير المناطق السكنية بالمشاركة الشعبية

في مصر ووفقا لمقتضيات المشكلة الإسكانية المتفاقمة كان من التوجهات الأساسية لحل المشكلة اتجاه الحكومة إلى وضع سياسات وأساليب جديدة لتوفير البيئة السكنية الملائمة والبعد عن أسلوب الإمداد المباشر بالإسكان والاتجاه إلى نظم اكثر مرونة ، وأن تقدم الحكومة المعاونة والتشجيع

للأجهزة المختلفة العامة منها والخاصة وبما يشمل مشاركة القطاع الخاص المتمثل فى السكان أنفسهم، على قناعة بأن هذا سوف يخفف من أعباء الحكومة المثقلة ويحفز الموارد الخاصة على الاستثمار فى مجال الإسكان. وعلى ضوء ذلك ظهرت عدة محاولات لإشراك السكان فى تطوير مناطقهم نذكر منها فى هذا البحث ثلاث وهى:

التجربة الأولى:

مشروع تطوير المجتمع السكنى بحلوان وذلك لكونها أول تجربة للارتقاء بالمناطق العشوائية تجرى فى ضوء تصور قومى، كما أنها اكبر التجارب المحلية ، وإحدى التجارب الرائدة التى خططت كنموذج تجريبى.

التجربة الثانية:

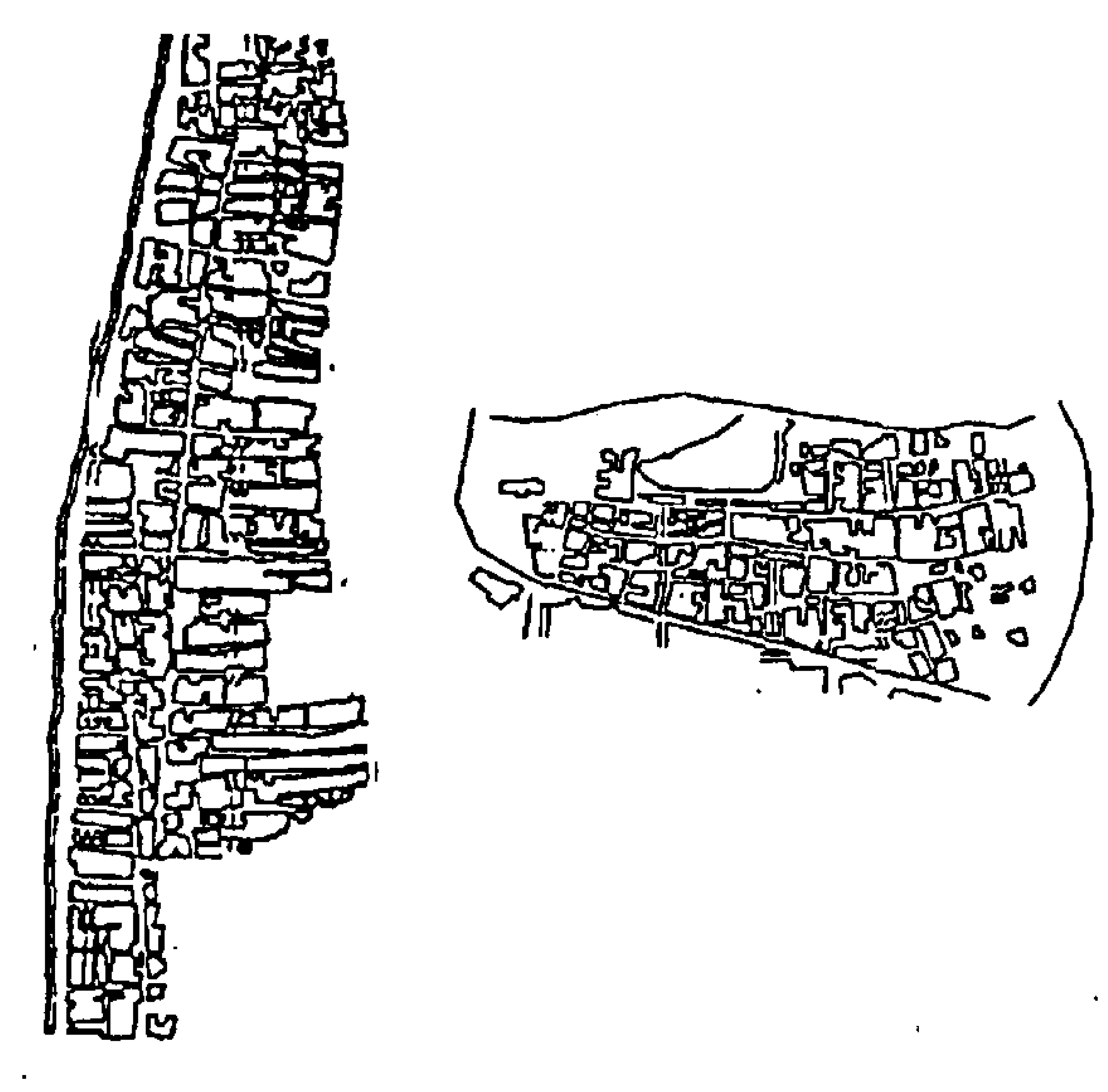
مشروع حى السلام بالإسماعيلية وذلك لكونها من أولى التجارب ولمضى فترة زمنية كافية اكتمل خلالها المشروع وأمكن الحكم عليه.

التجربة الثالثة:

تحسين حى الناصرية بأسوان لأنه اعتمد على التمويل الذاتى.

٢-١- تجربة تطوير المجتمع السكنى بحلوان

تقع مدينة حلوان على بعد حوالى ٣٠ كم جنوب القاهرة وتغطى مساحة قدرها ٢٤١٨ فدان، وتقدر الزيادة في المساحة المأهولة بالسكان سنويا بنحو ٢٥ فدان، حيث كانت المساحة عام ١٩٣٠ م حوالى ٥٠٠ فدان وبلغت عام ١٩٥٢م حوالى ١٥٢٠ فدان. وتنقسم تجربة التطوير لهذه المنطقة إلى جزئين أساسيين هما المجتمع الجديد بحلوان لإنشاء وحدات سكنية لمحدودى الدخل لاستيعاب نحو ١١٥ ألف نسمة، والبرنامج الشامل لتطوير الأحياء العشوائية، ويشمل سبعة أحياء ويخدم ٢٠٠ ألف نسمة[٥] ويوضح الشكل رقم (١) الموقع العام لمنطقتين عشوائيتين بحلوان.



شكل رقم ١- الموقع العام لمنطقتين عشوائيتين بحلوان[٧]

٢-١-١- أهداف المشروع.

يهدف هذا المشروع إلى توفير المسكن الملائم لذوى الدخل المحدود وذلك من خلال قيام الحكومة بمد البنية الأساسية والخدمات وقيام الأفراد ببناء مساكنهم من النوع المنخفض التكاليف، كما يهدف المشروع أيضا إلى التالى[٦]:

* تحسين الظروف البيئية للمناطق السبع من خلال توفير شبكة بنية أساسية وتمهيد وتعبيد الطرق.
* تأكيد دور المشاركة الشعبية فى العمل على تطوير وتحسين المجتمع.
* رفع مستوى معيشة السكان عن طريق تنشيط الاستثمارات الصغيرة وتوفير القروض اللازمة لذلك بفوائد مخفضة.
* تشجيع السكان على استخدام مواردهم الخاصة فى مجال الإسكان وتوفير القروض الميسرة وذلك مقابل تقنين ملكيتهم للأرض.
* تزويد المنطقة بالخدمات العامة مثل المدارس والمراكز الاجتماعية .
* خلق فرص عمالة جديدة من خلال تشجيع قيام المشروعات الحرفية الصغيرة.

٢-١-٢- وحدة تنفيذ المشروع

تم استحداث وحدة لتنفيذ المشروع تفرعت من جهاز "المشروعات المشتركة" للأشراف على وإدارة المشروع، وتم تشكيل هذه الوحدة عام ١٩٧٩م ككيان مستقل عن وزارة الإسكان ووزارة استصلاح الأراضى وتتكون وحدة تنفيذ المشروع من أربعة أقسام رئيسية هى:

* القسم الاجتماعى ويعنى بالمسوحات الاجتماعية والاقتصادية للسكان وتنظيم مشاركة الأهالى والقيادات المحلية.
* القسم المالى ويمثله البنك العقارى المصرى ويتولى الإقراض والتحصيل .
* القسم الفنى ويتولى تصميم الخدمات العامة والبنية الأساسية وإمكانيات تحسين المبانى.
* القسم الإدارى ويتولى إدارة المشروعات المختلفة بمنطقة المشروع.

٢-١-٣- تمويل المشروع

قدر التمويل اللازم لمشروع التحسين بنحو ١٦ مليون دولار تمول بالتساوى بين الحكومة المصرية والهيئة الأمريكية للتنمية الدولية، وتشير الدراسات إلى أن التكلفة الإجمالية لإمداد مناطق التطوير بالخدمات قدرت بحوالى ٣٨ مليون جنيه مصرى. أما عن تمويل قروض تحسين المساكن فقد وضعت عدة اعتبارات لتنظيم الإقراض وتحديد المقرضين تمثلت في الآتى[٨]:

* أن يكون المستفيد من ذوى الدخل المحدود (من لا يزيد دخله الشهرى عن ١٠٠جنيه مصرى).
* أن يكون ساكن بالموقع .
* أن يقتصر استخدام القروض على عمليات التحسين أو إضافة وحدات جديدة .
* لا يزيد القرض عن ٢٥٠٠ جنيه يسدد على عشرين عاما بفائدة ٧% سنويا بواقع ٢٥% من دخل الفرد .

أما قروض الاستثمارات الصغيرة فكان الهدف منها رفع المستوى الاجتماعى والاقتصادى للسكان بما يعود على البيئة السكنية وتنمية قدرة السكان على المشاركة الذاتية، ولتحقيق هذا الهدف فقد تم تخصيص قروض لرفع الطاقة الإنتاجية لذوى تلك المهن وذلك بتمويل شراء بضائع لهم أو عدد أو أدوات. وتحسين مكان العمل ، وهو ما يساعد بدوره على سداد تلك القروض.

٢-١-٤- تقويم المشروع

شملت التجربة الارتقاء بعناصر البنية الأساسية من مياه وصرف صحى، وطرق وتطهير مصارف وعناصر المنافع العامة وقروض لتحسين المساكن وقروض للمشروعات الصغيرة وتطوير وتنمية المجتمع من تدريب مهني وتنظيم مجتمعى، وكسح خزانات التحليل.

ويشير الجدول رقم (١) إلى أن نسبة الإنفاق على البنية الأساسية بلغت ٥٥,٤٩ % من المبلغ المخصص للمشروع، والإنفاق على المنافع العامة من مدارس ومراكز اجتماعية ومراكز شباب بلغت ١٩,٥٦ وأيضا يوضح الجدول إلى أن ما أنفق على قروض تحسين المساكن بلغ ١٠% من التكلفة[٩].

ويعتبر برنامج تحسين المساكن مثالا جيدا على حفز الاستثمارات الخاصة ذاتية الأداء، حيث وجد أن إضافة المنتفعين من مدخراتهم الخاصة تزيد على ٦٠% من إجمالى القروض. ويكشف لنا الجدول رقم (٢) عن أعداد الوحدات والغرف السكنية التي أضافها السكان مستخدمين فى ذلك قروض تحسين المساكن، فبينما نجد أن ٦٩٣ حالة قامت بإنشاء وحدات كاملة نجد أن ١٥٣ حالة قامت بإنشاء غرفة واحدة، ويكشف ذلك عن إظهار القدرات الذاتية للسكان وتنمية الأحوال السكنية لهم والتى يوضحها الجدول رقم (٣)[١٠].

جدول رقم ١- قيمة ونسبه الإنفاق على عناصر الارتقاء في مشروع حلوان[٨]

العنصر	قيمة الإنفاق بالجنية	نسبة الإنفاق
التصميم والإشراف	١,٨٥١,٠٠٠	%٧,٣
للبنية الأساسية	١٤,١٤٠,٠٠٠	%٥٥,٤٩
مياه	٢,٧٥٤,٠٠٠	
صرف	٩,٤٨١,٠٠٠	
طرق	١,٥٣٥,٠٠٠	
تطهير مصارف	٠,٥٠٠,٠٠٠	
المنافع العامة	٤,٩٨٥,٠٠٠	%١٩,٥٦
مدارس	٣,٠٥٦,٠٠٠	
مراكز اجتماعية	١,٧٤٣,٠٠٠	
مراكز شباب	٠,١٧٨,٠٠٠	
قروض تحسين المساكن	٣,٣٣٦,٠٠٠	% ١٣,١٠
قروض المشروعات الصغيرة	٠,٤٢٩,٠٠٠	%١,٦٨
تنمية المجتمع	٠,٧٤٢,٠٠٠	%٢,٨٤
تدريب مهني	٠,٢٠٧,٠٠٠	
كسح خزانات	٠,٢٩٤,٠٠٠	
جمع نفايات	٠,٠٤٢,٠٠٠	
تنظيم جمعيات	٠,١٨١,٠٠٠	
الإجمالي	٢٥,٤٨٣٠٠٠	% ١٠٠

جدول رقم٢- أعداد الوحدات والغرف السكنية التي أضافها السكان مستخدمين في ذلك قروض تحسين المساكن[٨]

المجتمع	إنشاء وحدات كاملة	إنشاء ثلاث غرف	إنشاء غرفتين	إنشاء غرفة
عرب زين وعرب راشد	١٣٨	٢١	١١٨	٦٠
غنيم	٣٢٧	٩٧	١٣٢	٧١
عزبة صدقي	٣٠	١٨	١٢	١٨
كفر العلو	١٩٣	–	–	–
غنيم البحرية	٥	٣	٥	٤
الإجمالي	٦٩٣	١٣٩	٢٦٧	١٥٣

٢-١-٥- إيجابيات وسلبيات المشروع

يمكن التعرف على إيجابيات التجربة من خلال الآتى:

* تم دراسة المشروع فى ضوء تصور قومى لمشكلة الإسكان لذوى الدخل المحدود كمدخل جديد يتناول الإسكان من منظور التنمية الشاملة .

جدول رقم ٣- نوع وحجم الإضافات التي قام بها السكان في مناطق الارتقاء حتى ديسمبر ١٩٨٦م .

الموقع	أسقف خرسانية	محارة ودهانات	كهرباء	نجارة	سلالم	تشطيبات عامة	حفر خزانات تحليل	أسقف خشبية	أبواب حديدية	بناء حمامات
عرب زين وعرب راشد	١٥٠٤	٢٩٥	٨٣	٢١٤	٣٣	٢٣	٣٥	٧	–	١٣٦
عرب غنيم	٢٦٥١	٤٦٥	٢٣٤	٨٥٩	١٣٧	١٣	١٥٣	–	٢٩	٢٢٤
عزبة صدقي	٨٥٦	٢٧١	٥٦	٢١٢	٥٤	٤١	٩٥	١٦	–	١٠٩
كفر العلو	٢٣١٠	٢٧٩	١٦٩	١٠١٠	٣٠٩	٨	٢١٨	–	٣٤	٩٧
غنيم	١٥٨	١٨	٢	١٤	٢	٣	٨	–	–	٨
إجمالي	٧٤٧٩	١٣٢٨	٥٤٤	٢٣٠٩	٥٣٥	٨٨	٥٠٩	٢٣	٦٣	٥٧٤

* استقلال إدارات المشروع عن الوزارات فى المراحل المختلفة من الإعداد والتنفيذ ثم التشغيل مما يعنى التأكيد الكامل لمبدأ استقلال إدارة المشروع التامة عن الهياكل الحكومية .
* حقق المشروع للموقع الإمداد بالمياه والصرف الصحى وتمهيد ورصف الشوارع وعمل أرصفة بها، مما يعنى أن هذه الاحتياجات لها أولوية يليها الإمداد بالكهرباء.
* ساعدت أعمال التنمية وقروض التحسين في حفز استثمارات الأهالى إلى الإسكان، حيث قدر الإنفاق الذاتى للسكان بحوالى ٦٠% من قيمة القروض، كذلك وجد أن أعمال تحسين المساكن المنفذة تدخل فى أغلبها إضافة أصول جديدة وهو ما يوضحه إعداد الغرف السكنية المضافة وارتفاع نسبة الأسقف الخرسانية.

أما بالنسبة لسلبيات المشروع فتنحصر فى التالى:

* غياب المخطط العام والشامل للمنطقة المحيطة بالمشروع وما يتبع هذا الغياب من تأثيرات سلبية متبادلة بين منطقة المشروع والمناطق المحيطة أو على الأقل عدم التكامل

والتجانس بينهم وهو ما قد يؤدى إلى تدهور المنطقة مرة أخرى.

٢-٢- تجربة مشروع حي السلام بالإسماعيلية.

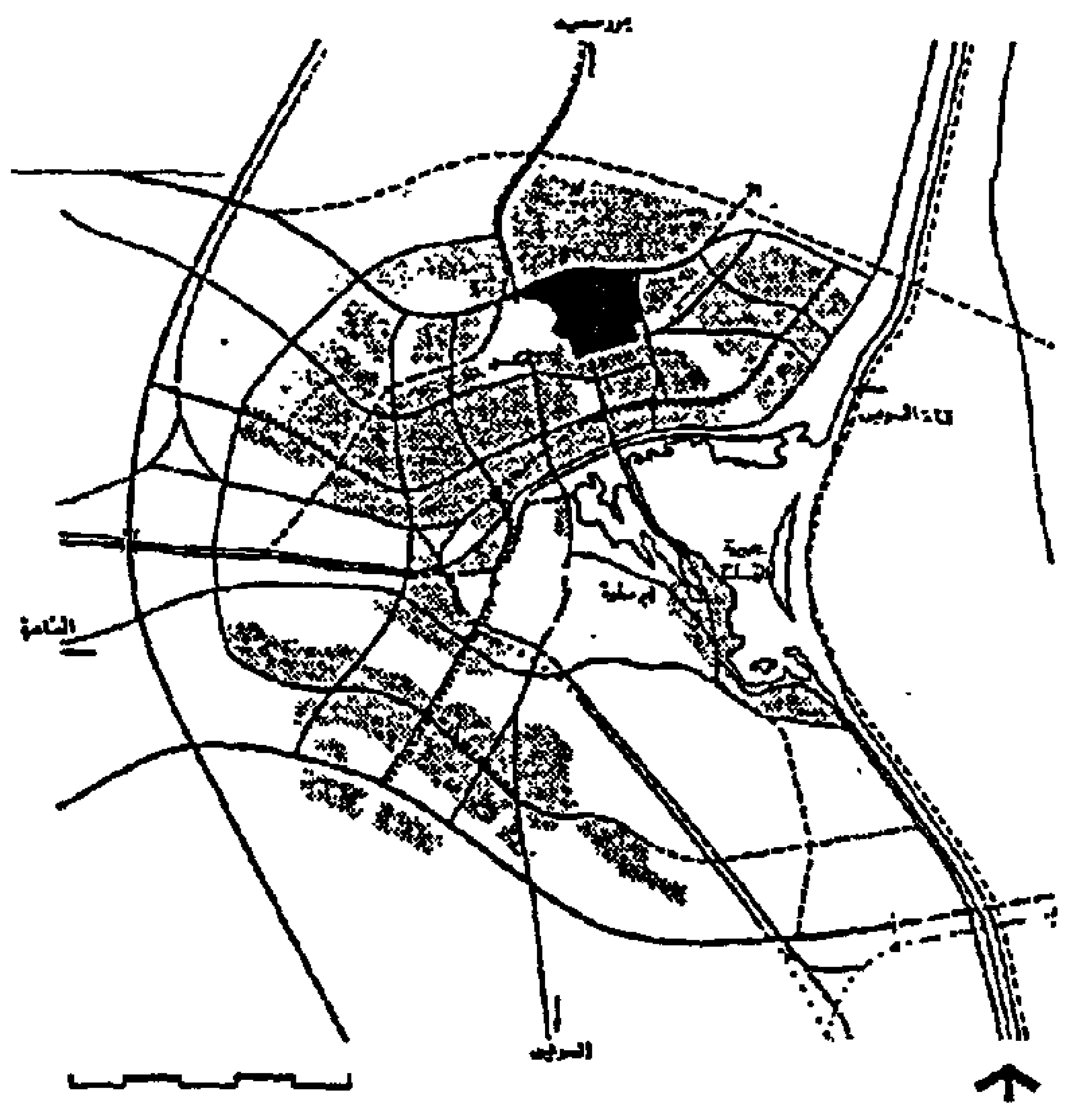
تقع مدينة الإسماعيلية على قناة السويس على بعد ١٤٠ كم من مدينة القاهرة. أنشئت المدينة فى النصف الثانى من القرن التاسع عشر كمقر لهيئة قناة السويس وتعرضت المدينة لمراحل عديدة من النمو والازدهار والانكسار وبالتالى ظهرت مناطق إسكان غير قانونى أصبحت تمثل ٥٠% من إجمالى حجم الإسكان فى المدينة وتقع على أطراف المدينة. ويقع حى السلام فى شمال المدينة وتعد هذه المنطقة أكبر تجمع سكني غير قانوني في مدينـــة الإسماعيليـــة، شكل رقم (٢).

بدأ العمل في مشروع حى السلام عام ١٩٧٧م وبدأ التنفيذ الفعلى عام ١٩٨٠ م ، ويغطى المشروع مساحة تقدر بنحو ٢٢٦ هكتار منها ١٣٢ هكتار تم بناؤها عام ١٩٧٦م، ويلاحظ أن الطرق الشمالية الجنوبية متسعة ومستقيمة، أما الشوارع الشرقية الغربية ليس لها نظام محدد تتبعه وبالتالى تأخذ الشكل والطابع الرئيسى الذى حدده القاطنون[١١]. وقد بدأ التخطيط للمشروع بحى السلام فى إطار المخطط العام للمحافظة، وقامت وزارة الإسكان والتعمير بالاشتراك مع وزارة التنمية لاعالي البحار بالمملكة المتحدة بوضع توصيات إرشادية للمشروع كان من أهمها أن يكون المشروع موجه أساسا للغالبية من ذوى الدخل المحدود ووضع الضوابط لذلك ، وأن ينفذ المشروع بأقل دعم ممكن وأن يتم تنفيذ المشروع بدون الحاجة إلى كفاءة وتقنية عالية أو اللجوء للخبرة الخارجية.

٢-٢-١- أهداف المشروع

تمثلت أهداف المشروع فيما يلى:

* تحقيق عنصر الأمان لمستوطنى الأحياء لدفع عملية المساهمة عن طريق تمكين فئات الدخل المحدود من الاستفادة من المشروع .



شكل رقم ٢- موقع حى السلام فى إطار المخطط الهيكلى لمدينة الإسماعيلية[١١]

* إمكانية تنفيذ المشروع بأقل دعم ممكن .
* إمكانية إدارة المشروع بدون حاجة إلى نظم فنية معقدة أو مساعدات خارجية .
* أن يكون المشروع واقعيا يعبر عن الظروف الحقيقية للسكان.
* إمكانية التعديل أثناء التنفيذ بناء على تقييم مستمر وتبعا لتغير الظروف والمؤثرات الخارجية
* إمكانية تنفيذ المشروع فى مناطق أخرى.
* توفير مستوى أدنى للبنية الأساسية قابلة للتحسين تدريجيا إلى المستويات الكاملة تبعا لقدرة السكان على الإنفاق والإعانات المتاحة .
* إتاحة اعتمادات فى صورة قروض لتحسين المساكن والنمو التدريجى للمبانى وتوفير مواد البناء بالأسعار المناسبة.

٢-٢-٢- إدارة المشروع

يوضح شكل رقم (٣) الهيكل الإدارى للمشروع والذى روعى فى تشكيله الآتى:

* ارتباط شكل الإدارة بالكيان والجهاز الحكومى الموجود بمحافظة الإسماعيلية .

* التوجيه بإنشاء جهاز مستقل للمشروع له التفويض الكامل في كل ما يتعلق بالمشروع، والاستعانة بخبرة الاستشارى في المراحل الأولى.
* تكوين الكفاءات الخاصة بجهاز المشروع اعتمادا على الأجهزة المحلية مع العمل على نقل الخبرة الفنية المكتسبة لدى جهاز المشروع.
* أن يضم الجهاز الإدارى ممثلين عن الإدارات المسئولة عن تنمية الأراضى فى المحافظة وبحيث تعمل تحت إشراف المحافظة مباشرة وذلك لسهولة العمل ولاعطاء المشروع الطابع المحلي.

٢-٢-٣- تمويل المشروع

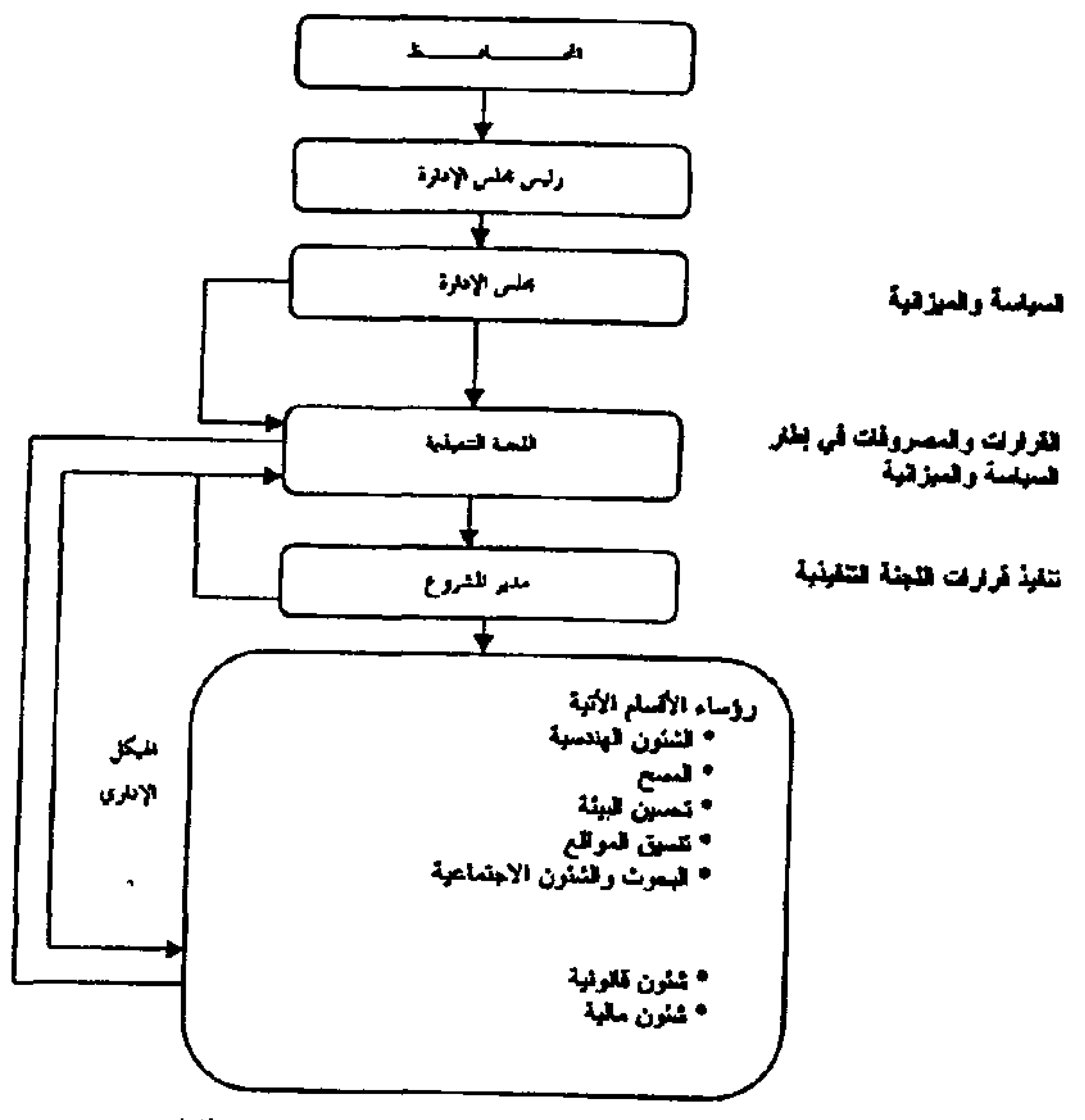
تم تصميم المشروع بحيث يعتمد على التمويل الذاتى، إلا أنه كان فى حاجة إلى رأس مال بسيط وقد تم توفيره من قبل الحكومة البريطانية ويبلغ ٦٠٠٠٠ جنيه إسترلينى[١٣]. أما بقية التمويل فقد اعتمد على الآتى[١٤]:

* تملك أراضى وضع اليد لحائزيها بأسعار رمزية (٢-٤ جنيه للمتر).
* بيع جزء من الأراضى المميزة بمواقع الامتداد المجاور عن طريق المزاد العلنى .
* بيع القطع الجديدة إلى السكان المستهدفين بسعر يتراوح بين (٢-١٠ جنيه للمتر).

هذا وقد قدرت إجمالى الاستثمارات التى جذبها المشروع من أموال الأهالى منذ بداية المشروع حتى نهاية عام ١٩٨٥م بحوالى ٧٠ مليون جنيه مصرى

٢-٢-٤- تقويم المشروع

موقع المشروع عبارة عن إسكان عشوائى على الأطراف الشمالية لمدينة الإسماعيلية المتاخمة للصحراء وبشكل غير مخـــطط متداخل يفتقد للخدمات بدرجة كبيرة، وينتمى أفراد المجتمع إلى أدنى مستوى من الدخول فى مصر. وعلى ضوء ذلك استهدف المشـــروع تطـــوير ١٣٢

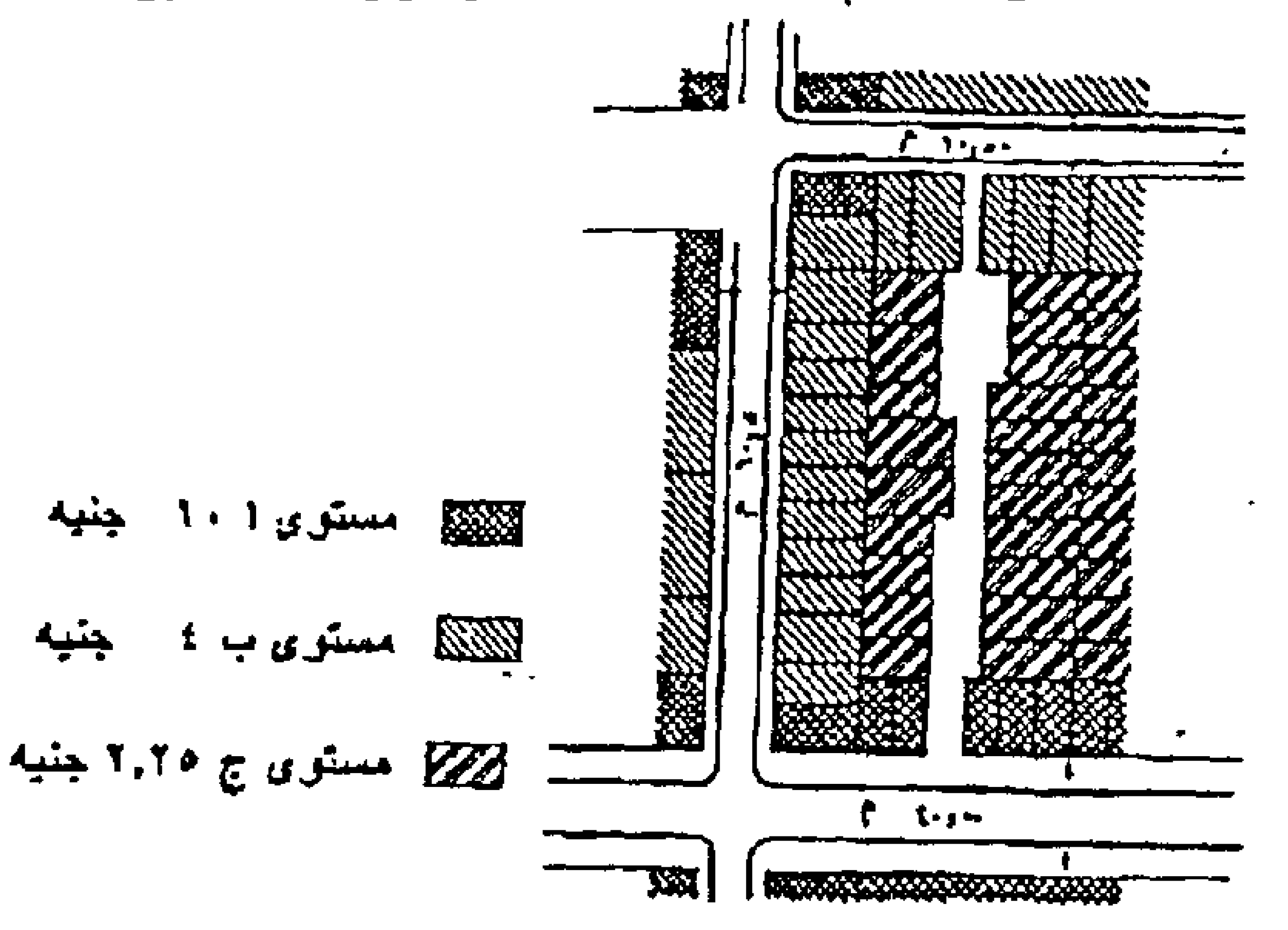


شكل رقم ٣- تسلسل المسئوليات للهيكل الإداري للمشروع[١١].

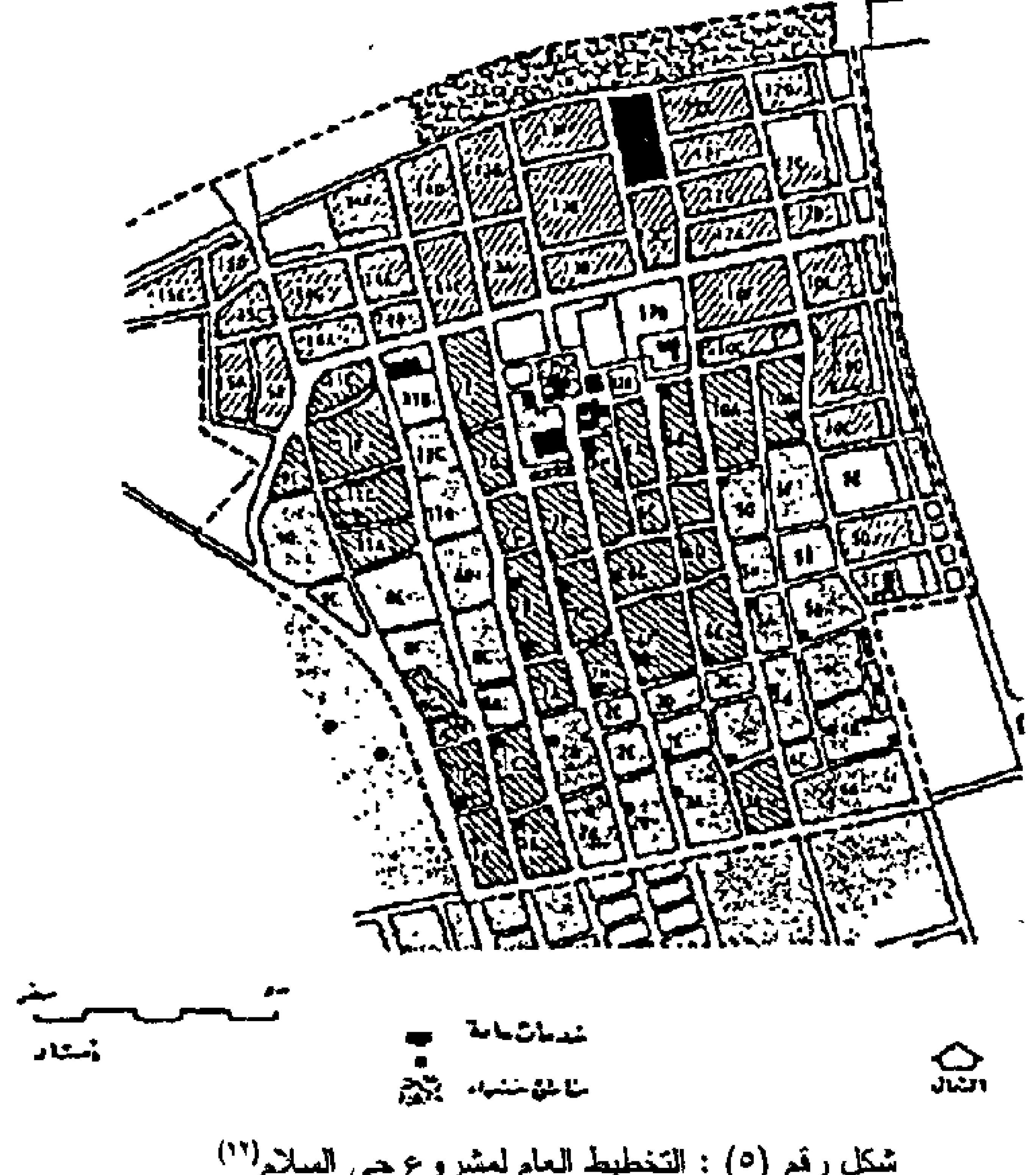
هكتار برفع كفاءة المكونات العمرانية فى النسيج العمرانى والبنية الأساسية والخدمات المجتمعية والمساكن كما يلى:

* تم تحديد أسعار مخفضة للأراضى تسدد على أقساط لمدة ٣٠ سنة وذلك للتأكد من أن اقل السكان دخلا يمكن أن يتحملوا هذه التكاليف .
* تم تحديد حجم وشكل قطع الأراضى تبعا لأساليب الاستخدامات القائمة بالفعل ، كما تم تحديد ثلاث مستويات للمواقع، كما هو موضح بالشكل رقم (٤): مستوى (أ) على الطرق التجارية، مستوى (ب) على طرق محلية، مستوى (ج) على شوارع شبه خاصة (حارة)[١٥].
* اعتمدت عملية بناء الوحدات السكنية على الجهود الذاتية للسكان مع الاستعانة بالعمال المهرة فى بعض الأعمال الخاصة مثل صب الخرسانة والبناء والنجارة.
* روعى فى تخطيط البنية الأساسية إمكانية زيادتها تدريجيا تمشيا مع الإمكانيات والمتطلبات.
* ركزت الناحية الفنية للنسيج العمرانى في التخطيط الجديد على تعديل شكل الشوارع بجعلها أكثر انتظاما مما يسر الإمداد بالمرافق شكل رقم (٥) .
* تحسين المساكن: تم تشجيع عمليات التحسين بتوفير

حيازة مستقرة للأرض ونظام التمليك المؤجل ليكون حافزا على احترام قواعد التخطيط وشروط التحسين.



شكل رقم ٤ - تقسيم الموقع تبعا للمستويات والأسعار[١١].



شكل رقم (٥) : التخطيط العام لمشروع حي السلام[١٢]

٢-٢-٥- إيجابيات وسلبيات المشروع

يمكن إيضاح أهم إيجابيات تجربة مشروع حى السلام فيما يلى[١٦]:

* نبع هذا المشروع من دراسة المخطط العام للمحافظة ولذلك جاءت التوصيات منصبة على ضرورة استغلال القدرات الكامنة بالإسكان العشوائى.
* تم إمداد موقع المشروع بالبنية الأساسية والخدمات وتعديل وتطوير النسيج العمرانى وتحسين حالة المساكن.
* منطقة المشروع تعتبر اكبر تجمع عمرانى تلقائى بالمدينة، لذلك يعتبر التحكم فيها الخطوة الأساسية لضبط النمو العمرانى في المدينة، ومنع النمو العشوائى.
* تميز المشروع بالمرونة والاعتماد على الخبرة المكتسبة، وبالتالى أتاح فرصة لإمكانية التغيير والتعديل حيث تم تغيير البرنامج المالى وشروط الدفع، وكذلك برنامج المرافق الأساسية دون المساس بالأهداف الرئيسية للمشروع.
* نجح المشروع نجاحا كبيرا فى توفير المسكن لمحدودى الدخل عن طريق التمويل الذاتى وبدون الاعتماد على التمويل الحكومى فقد ساهم المشروع فى تحسين وتنمية موقع المشروع.
* مثلت الجهود الذاتية دورا كبيرا فى المساهمة فى تطوير البيئة السكنية وتوفير الخدمات المجتمعية (تجارية دينية).

بالنسبة لسلبيات المشروع فإنه يمكن إيضاحها فيما يلى[١٧]:

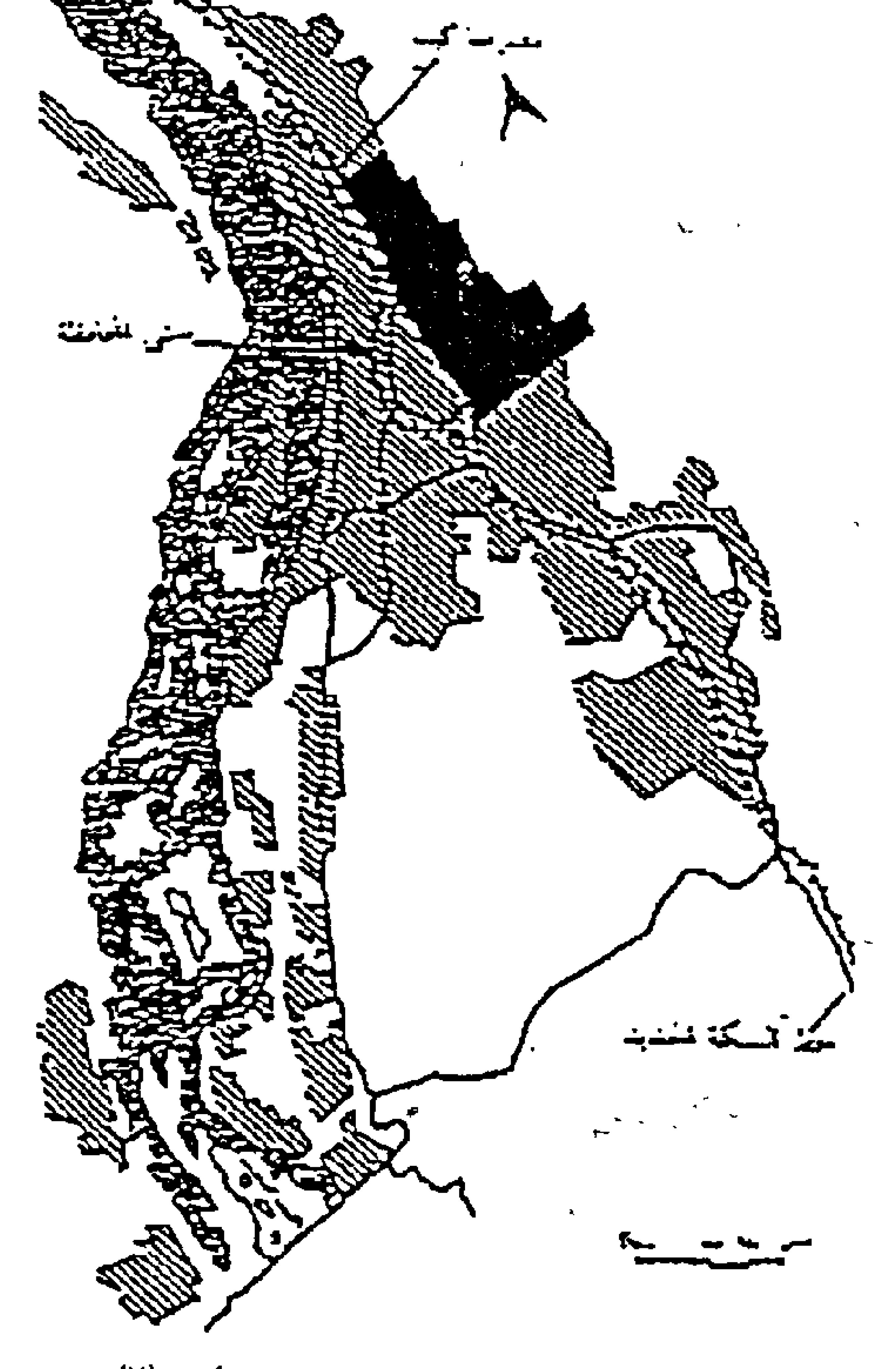
* عدم مراعاة الدقة فى اختيار السكان المستهدفين، وقد أظهرت دراسة ميدانية أن المشروع تخطى الفئات المستهدفة من ذوى الدخل المحدود حيث لوحظ أن ٦٠% من ملاك العقارات بموقع المشروع لا يقيمون بنفس العقار مما يعنى أنهم حصلوا على الأرض للاستثمار وليس لغرض الحاجة الفعلية للمسكن.
* توفير الخدمات والمرافق لم تتم بنفس السرعة التى تمت بها حركة البناء.
* عدم خلق فرص عمل جديدة بموقع المشروع واقتصرت فرص العمل على أعمال البناء واستغلال السكان للأدوار الأرضية في الأنشطة التجارية .
* كان هناك قصور في دور الإدارة، حيث أوضحت دراسة ميدانية أن ٧٥% من أفراد العينة لا يرجعون إلى الجهاز الإدارى للسؤال والمشورة في أسلوب تطوير الحى، كما أوضحت الدراسة أن جهاز المشروع لم يكن له دور فى

عملية تسهيل الحصول على قروض أو مواد البناء أو المشورة الفنية.

٢-٣- تجربة تحسين حى الناصرية بأسوان

تم الانتهاء من مخطط التنمية العمرانية لمدينة أسوان عام ١٩٨٦م بالتعاون بين الهيئة العامة للتخطيط العمرانى والوكالة الألمانية للتعاون الفنى، وتم من خلال المخطط إعداد مشروع إرشادى للتطوير الحضرى يستعين بمشاركة الأهالى فى منطقة الناصرية.

يقع حى الناصرية شرق أسوان على بعد ١ كم من مركز المدينة ويمتد فى الاتجاه الشمالى الجنوبى بمحاذاة منحدر صخرى جبلى، ويوضح شكل رقم (٦) موقع حى الناصرية بالنسبة لمدينة أسوان. وقد بلغ عدد السكان ٥٠ ألف نسمة عام ١٩٨٦ تسكن على مساحة قدرها ٢٥٠ فدان، وينتمى هؤلاء الأفراد إلى أدنى مستويات الدخول(بمتوسط دخل شهرى للأسرة ١٠٠ جنيه)[١٧].



شكل رقم ٦- موقع حي الناصرية بالنسبة لمدينة أسوان[١٨]

٢-٣-١- أهداف المشروع

يمكن إبراز أهداف مشروع تجربة تحسين حى الناصرية فيما يلى[١٨]:

- تحسين مستوى المعيشة بالمنطقة.
- إمداد المنطقة بالبنية الأساسية الضرورية.
- تشجيع قدرات المساهمة الذاتية والتأكيد على أهمية المشاركة الشعبية .
- اعتبار مشروع تحسين حى الناصرية كنموذج للتحسين المتكامل مع دراسة إمكانية تطبيق التجربة فى أماكن أخرى.

٢-٣-٢- إدارة المشروع

قام محافظ أسوان بتعيين فريق العمل تحت رئاسة مدير، ويضم فريق العمل عدة مشرفين تم اختيارهم من المديريات المختلفة بالمحافظة، وتتركز مسئولية ممثلى الجمعيات الأهلية فى تعبئة السكان لدعم المشروع. وتمثل دور الوكالة الألمانية للتعاون الفنى فى المساهمة الإدارية والفنية عن طريق تعيين مشرف دائم للمشروع، وكذلك خبراء محليين أو أجانب للمعاونة فى حل بعض المشاكل المحددة.

٢-٣-٣- تمويل المشروع

يصل إجمالى تكاليف المشروع حوالى ٥٦ مليون جنيه موزعة على النحو التالى[١٩]:

- جهود ذاتية للأهالى ٣٠% من إجمالى التمويل.
- الحكومة المصرية ٣٥% من إجمالى التمويل.
- معونة ألمانية ٣٥% من إجمالى التمويل.

وقد تم تقسيم المبلغ المخصص للمشروع على مجالات المشروع كما يلى:

- البنية الأساسية ٦٤%
- تحسين الجمعيات ٢٢%
- البرامج الاجتماعية والأنشطة ٣%
- تشجيع الأسر المنتجة ٣%

- أجور العاملين ٤%
- نثريات ٤%

وقد نتج عن مشاركة أهالى الناصرية حدوث خفض كبير فى نفقات المشروع ووفقا للحسابات الأولية فقد أمكن بفضل الجهود الذاتية توفير ٢٠% من نفقة الأعمال الإنشائية.

٢-٣-٤- تقويم المشروع

فيما يتعلق بإنجازات المشروع يلاحظ الآتى:

* **بيع الأراضي للسكان:** نظرا لان جميع المنازل تم بناؤها على أملاك الدولة فقد رأت إدارة المشروع تمليك هذه المساكن للسكان، وقد تم تحديد أسعار الأراضى بسعر المتر بين ٥-١٠ جنيهات وبذلك استطاع المشروع إيجاد مصدر للتمويل باستمرار[٢٠].

* **شبكة الصرف الصحي:** قام فريق العمل بالمشروع بتصميم مخطط عام للصرف يتناسب مع ظروف الموقع، وقد ساهم السكان بالتعاون مع المشروع بالمساعدة فى المراحل المختلفة لتنفيذ شبكة الصرف.

* **تحسين شبكة الطرق:** تم تحديد بعض الطرق الرئيسية للتوسع المستقبلى وتحسين المداخل إلى المنطقة وخاصة لخدمة عربات النقل والخدمة، على أن يرتد أى بناء جديد ١٥ متر عن خط المبانى الحالى من جانبي الشارع، وذلك لتحقيق شبكة طرق اكثر اتساعا[٢٠].

* **شبكة المياه:** وقد اقتصرت توصيلات المياه عند بدء المشروع على ماسورة المياه الرئيسية وبعد ذلك تم عمل شبكة منتظمة لتوصيل المياه إلى جميع المساكن، كذلك تم بناء محطة رفع للماسورة الرئيسية.

* **توسيع وتطوير المدارس:** نظرا لعدم توفير أماكن لإقامة مدارس عليها فقد تم وضع خطة لتطوير وتوسيع المدارس القائمة.

* تم الانتهاء من بناء مراكز الخدمات المجتمعية، وقد شاركت الجهود الذاتية فى الإعداد لعملية البناء عن طريق إزالة الردم بموقع المشروع، والقيام بأعمال التسوية للموقع.

* التوسع في بناء مراكز الجمعيات الأهلية.

* عمل نظام لجمع القمامة من المشروع.

٢-٣-٥- إيجابيات وسلبيات المشروع

بالنسبة لإيجابيات المشروع يمكن إيضاحها فيما يلى:

* **بالنسبة لتحسين مستوى المعيشة بالمنطقة:** حقق المشروع الهدف منه فقد شجع الأنشطة الاجتماعية المختلفة عن طريق إقامة مركز الحى الذى يضم عددا من الخدمات والمحلات التجارية ومركز البريد مما أدى إلى توفير فرص عمل للسكان.

* نجح المشروع فى إمداد المنطقة بالبنية الأساسية الضرورية حيث تم مد ٢٤ كيلو من مواسير الصرف الصحى، وتم توصيل المياه لغالبية مساكن المشروع بالإضافة إلى توسيع الشوارع الرئيسية واجراء تحسينات عليها.

* نجح المشروع فى التأكيد على أهمية المشاركة الشعبية فى العملية التخطيطية والتنفيذية وفاقت درجة إنجاز الأعمال المطلوبة من السكان كل التوقعات، وحدثت تفاعلات اجتماعية بين السكان من خلال معاونة غير القادرين صحيا وماديا على تنفيذ الأعمال المطلوبة منهم، وكذلك من خلال تقديم الطعام للعمالة الفنية، وأصبح الساكن عنصراً فاعلاً فى تطوير بيئته السكنية مما سيدفعه إلى الحفاظ عليها مستقبلا.

أما بالنسبة لسلبيات المشروع يمكن إبرازها فيما يلى:

* لم تتم خطوات توفير الخدمات والمرافق بنفس سرعة الإنجاز للأعمال المطلوبة من السكان .

* لم يوفر المشروع فرص عمل بالموقع خلاف العمالة التى ساهمت فى إنشاء مباني الخدمات الجديدة.

٣- الخلاصة والتوصيات

يهدف مفهوم التطوير إلى الارتقاء بالبيئة بجميع جوانبها على أن يكون الهدف الرئيسى هو تنمية المجتمع، بمعنى أخر تنمية الإنسان والبيئة معا، مع الأخذ فى الاعتبار خصوصيات كل منطقة، وإمكانيات واحتياجات سكانها، وذلك من خلال تفاعلات متبادلة بين الأجهزة المحلية والأهالى. هذا ويجب أن تتم مشروعات التطوير من خلال التنمية المتكاملة للموقع مع توفير فرص عمل مختلفة بالمشروعات، فإذا اقتصرت عملية التطوير على البيئة فقط فلن تحقق الأهداف المرجوة، حيث يؤدى إغفال السكان ومعونتهم فى تنمية مواردهم الذاتية إلى عدم تحسين مستواهم الاجتماعى والاقتصادى مما يدفعهم إلى استثماز مساكنهم المطورة (بيعها أو إيجارها) وهجرتهم إلى مناطق عشوائية أخرى يجدون فيها البيئة الملائمة لمستواهم الاقتصادى والاجتماعى لتحل محلهم اسر جديدة من ذوى الدخول المتوسطة، وبذلك لا تستفيد الفئات المستهدفة من تلك المشروعات بل تؤدى إلى خلق مشاكل جديدة فى مناطق عشوائية أخرى.

هذا ومن خلال تحليل تجارب تطوير المناطق السكنية بالمشاركة الشعبية بالمدينة المصرية، فقد تم استخلاص بعض المؤشرات التى قد تساعد على صياغة نماذج فكرية أكثر تقدماً - واقعياً - للمشروعات المستقبلية المماثلة، ويمكن إيجاز هذه المؤشرات فيما يلى:

* أن يكون الدور الأساسى للدولة هو توفير الأرض اللازمة لعملية البناء وتهيئة البنية الأساسية مع محاولة توفير فرص عمل مختلفة للسكان .

* أن يكون للإدارة دورا واعيا لتحقيق النفع المتبادل للحكومة والسكان وللبيئة، أى تتمتع باتصال قوى بين السلطات الحكومية والأهالى وأن تعمل على التدرج فى اعتماد المشروع على الخبرات الخارجية حتى الوصول إلى الاعتماد الذاتى الكامل فى مرحلة ما.

* تقارب أهداف مشاريع تجارب المشاركة التى يمكن حصرها فى الآتى:
- تحسين البيئة السكنية هيكليا بالإمداد بالمرافق والخدمات.
- حفز السكان على المشاركة فى تحسين وتطوير البيئة السكنية بجهودهم الذاتية.
- التنمية الاجتماعية والاقتصادية لمجتمعات محدودى الدخل.

* التركيز على دور السكان فى تشكيل المخطط التفصيلى لمشروعات التطوير، وبالتالى حفز السكان على المشاركة وعدم قصور عملية المشاركة على التنفيذ والتبرع لأن هذا لا يتحقق واقعيا لافتقاد السكان الشعور بالمشاركة فى وضع برامج المشروع.

* التركيز على أهمية استقلال كيان الإدارة ومنحها السلطات الكاملة لاتخاذ ما يتوافق وظروف المشروع، مع العمل على التوافق والتنسيق بينها وبين الإدارات الحكومية المختلفة.

* لابد من وضع الضوابط عند إعداد المشروعات المشابهة وذلك لضمان خدمة المشروع للفئات المستهدفة فعلا، أى يجب وضع الضوابط والتشريعات التى تحقق توزيع قطع الأرض على الفئات المستهدفة ومنع التضارب على أسعار الأرض.

* اعتمدت مشاريع تجارب المشاركة الشعبية على التمويل المشترك من الحكومة والقروض الخارجية، ويمكن توجيه تلك المشروعات بحيث تعمل على تغطية تكلفتها ذاتيا معتمدة فى ذلك على استغلال الموارد الموجودة بموقع المشروع مثل بيع بعض الأراضى، وعمل بعض الأنشطة التجارية، وتمليك أراضى وضع اليد نظير أثمان منخفضة وحفز الموارد الخاصة للسكان ودفعهم إلى المشاركة فى المشروع سواء بالمجهود أو التبرعات.

المراجـــع

١- على الصاوي، المشاركة الفاعلة- نحو صياغة لمفهوم المشاركة فى عملية التصميم، مؤتمر "دور المنظمات غير الحكومية فى دعم التنمية المتواصلة للمجتمعات الفقيرة"، جمعية الارتقاء بالبيئة العمرانية، القاهرة ١٦-١٨ ديسمبر ١٩٩٥- ص. ٢٥٥-٢٥٦.

٢- ايمن عيسى. دراسة تحليلية للارتقاء بمناطق الإسكان العشوائى بالمدن المصرية . قسم العمارة، جامعة أسيوط - ١٩٩٢- ص ٢٠.

٣- مقال فنى. أساليب البناء الجماعى وتجربة الصين، مجلة عالم البناء، العدد ٩٠ أبريل ١٩٨٨- ص ٣١-٣٢.

٤- مصطفى مدبولى، المشاركة الشعبية فى عملية التجديد والارتقاء الحضرى، الدورة التدريبية الأولى، تخطيط وإدارة مشروعات الارتقاء بالمناطق العشوائية، مركز بحوث الإسكان والبناء، القاهرة، ص٤٠.

٥- أحمد هلال محمد ، محمد أيمن عبد المجيد . دور الإسكان الذاتى الموجه كمدخل لحل مشكلة الإسكان العشوائى من واقع التجربة المصرية. المؤتمر العلمى الأول، إسكان محدودى الدخل "التنمية فى إطار الخطة الوطنية " فى لبنان ، جامعة بيروت العربية، كلية الهندسة المعمارية، بيروت ١٧-١٩ نيسان ١٩٩٥ - ص ٣.

٦- أحمد خالد علام، وآخرون، تجديد الأحياء، مكتبة الأنجلو المصرية، القاهرة، ١٩٩٧، ص١٧٤.

٧- أحمد خالد علام، وآخرون، مرجع سابق، ص ١٧٣.

٨- ايمن عيسى. مرجع سبق ذكره ص ٦٢.

٩- نفس المرجع السابق . ص ٤٢٤ - ٤٢٧.

١٠- نفس المرجع السابق . ص ٤٣٨ - ٤٤٧.

١١- ــ مشروعات الارتقاء والتطوير الحضرى فى مدينة الإسماعيلية. مجلة البناء، العدد ٦٤، ديسمبر ١٩٨٥ م .ص ١٥.

١٢- نفس المرجع السابق . ص ١٨.

١٣- نفس المرجع السابق . ص ١٧ .

١٤- احمد هلال . مرجع سبق ذكره . ص ٥، ٧.

١٥- ــ مشروعات الارتقاء والتطوير الحضرى فى مدينة الإسماعيلية. مجلة البناء، العدد ٦٤، ديسمبر ١٩٨٥ م .ص ١٥.

١٦- محمد عبد السميع عيد . مشروعات المواقع والخدمات كمدخل لحل مشكلة الإسكان لذوى الدخل المحدود في مصر. قسم العمارة، جامعة أسيوط، ١٩٨٧ . ص ٢٣٦ - ٢٦٦.

١٧- محمد عبد السميع . تقويم سياسات إسكان ذوى الدخل المحدود بمصر فى إطار الواقع الاقتصادي والاجتماعى. قسم العمارة، جامعة أسيوط ١٩٩٤ . ص ٢٠٨ - ٢٠٩ .

١٨- احمد هلال . مرجع سبق ذكره . ص ٩.

١٩- محمد عبد السميع عيد . تقويم سياسات إسكان ذوى الدخل المحدود بمصر. مرجع سبق ذكره . ص ٢٢٥ - ٢٢٦.

٢٠- احمد هلال . مرجع سبق ذكره . ص ٩، ١٠.

قضية الإسكان العشوائى فى مصر

د.راوية محمد عجلان*

ملخص البحث

تناقش هذه الورقة البحثية مشكلة الإسكان العشوائى فى مصر التى كانت بدايتها منذ خمسينات القرن الماضى، إلا أنها بدأت تبرز كقضية ملحة منذ السبعينات . حيث انعكس الواقع الاجتماعى والاقتصادى ، وخاصة فى فترة الإنفتاح على كل مظاهر الحياة، ودخلت ظواهر جديدة على أنماط الإسكان المختلفة، ولم يعد للفئات الدنيا أو حتى المتوسطة مكان فى سوق الإسكان، مما أدى إلى الإنتشار السرطانى للإسكان العشوائى . هذا بالاضافة إلى الهجرة الريفية الحضرية بالطبع .

وعلى الجانب التطبيقى فإن تدهور الأوضاع فى مناطق الإسكان العشوائى على المستويين التخطيطى والعمرانى انما ترجع أسبابه إلى عوامل عدة ، منها ما يتعلق بالأوضاع الاجتماعية والاقتصادية لسكان هذه المناطق ، ومنها ما يتعلق بدور الدولة التخطيطى والرقابى على هذه المناطق . وبالنظر إلى المشكلات العديدة فى المجالات الاجتماعية والاقتصادية والبيئية والعمرانية فى هذه المناطق نجد انها فى غالب الأحيان تعود إلى مصدر أساسى، يتمثل فى ضعف دور الدولة فى مجال الإسكان والتخطيط من ناحية، ومن ناحية اخرى انعدام دور المشاركة الشعبية من قبل السكان من هذه المناطق فى النهوض ببيئتهم العمرانية.

فى ضوء ما سبق تحاول هذه الورقة المساهمة فى تحديد وبلورة القضايا الاساسية التى تجعل من الحالة المتدهورة لمناطق الاسكان العشوائى قضية قومية، من خلال إبراز العوامل الأساسية المؤدية لهذا التدهور، حجم المشكلة فى الوقت الحالى وكيفية الحد من هذا التدهور .

ولتحقيق هدف البحث فقد تم اتباع المنهجية التالية :

* مناقشة ظاهرة العشوائية فى الحضر وظاهرة ترييف المدن .
* استعراض أنماط وصور مناطق الإسكان العشوائى فى مصر وأماكن أخرى من العالم .
* تحليل حجم مشكلة العشوائيات فى الوقت الحالى .
* عرض تحليلى لبعض الدراسات السابقة التى تحدثت عن المناطق العشوائية .

*كلية التخطيط الإقليمى والعمرانى – جامعة القاهرة – قسم التنمية الاقليمية

* النتائج العامة للبحث

١- المقدمة

فى القرن التاسع عشر وأوائل القرن العشرين، ارتفع النمو السكانى للمدن فى الدول ذات الاقتصاد المتقدم واخذت المدن الفائض من القوة البشرية من الريف، ووضعتها للعمل فى الخدمات والانتاج الجيد، وتعود بذلك مرة اخرى لتحضير الزراعة. ولكن اليوم فى الدول النامية اصبح نمو المدن متزايدا عن برامج التنمية الاقتصادية، وكذلك التيارات المتلاحقة أو المتزايدة من المهاجرين، وتؤدى إلى معدلات عالية من الزيادة السكانية التى تفوق عمليات التنمية

لقد اصبحت سرعة النمو السكانى متضاعفة عما كانت علية عام ١٩٤٠، وهذه الظاهرة لم تعد قاصرة على الدول المتقدمة بل تحولت أيضا إلى الدول النامية، والمشكلة ليست

فى التحضر أو فى الهجرة من الريف إلى الحضر فحسب ، ولكن متمثلة فى التضاعف السكانى أيضاً. (١٣) ووفقاً لنتائج دراسة برسز " Brcese " (١٢) فإنه يوجد العديد **من الأسباب الكامنة وراء هذا النمو الحضرى فى الدول النامية** منها على سبيل المثال : انخفاض الدخل لصغار المزارعين، والذى دفعهم إلى الهجرة للمناطق الحضرية آملين فى مستوى معيشة أفضل ، أيضا التوزيع غير العادل لبرامج التنمية بين الريف والحضر. فإن معظم برامج التنمية توجه للمناطق الحضرية، كذلك زيادة البطالة ومعدلاتها، نظراً لعدم التوازن بين النمو السكانى ومعدلاته مع الأراضى الزراعية، أيضا الجذب الشديد للمناطق الحضرية بسبب فرص التعليم والصحة والخدمات الاجتماعية بالإضافة إلى الخدمات الترفيهيه، واخيراً وليس اخرا: الانفجار السكانى الذى يعود إلى معدلات الزيادة الطبيعية للسكان ، معدلات المواليد المرتفعة . وانخفاض معدلات الوفيات .

وفى مصر انعكس الواقع الاجتماعى والاقتصادى وخاصة فى فترة الانفتاح على كل مظاهر الحياة فى مصر، وقد حدثت عدة تغيرات وظواهر جديدة على أنماط الاسكان المختلفة، ولكن مايهمنا هنا هو اهتزاز اقتصاديات الإسكان حيث ارتفعت تكلفة المتر المسطح من الإسكان المتوسط ارتفاعا كبيرا، وذلك بدون ثمن الأرض والمرافق التى ارتفعت هى الأخرى ارتفاعا جنونيا، مما أدى إلى أن الفئات المتوسطة محدودة الدخل لم يعد لها مكان فى سوق الملكية الجديدة، وأدى ذلك إلى الانتشار السرطانى للإسكان العشوائى، إن الغالبية العظمى من السكان لم تجد لها سبيلا مشروعا فى الوضع الجديد إلا أن تنتشر فى أطراف المدينة وبعيدا عن آعين الحكام لتحقيق أهم احتياجاتهم فى الحياة وهى المسكن. ولأن الغالبية من سكان هذه المساكن من الفقراء لا تتوافر لهم مدخرات بل يعيشون يوما بيوم، لذلك فإن النمط السائد يكون الإيجار لشقق بسيطة أو لحجرات مستقلة (ولكنها تشارك فى الحمام والمطبخ) وهذا النمط تبدأ به أغلب الزيجات فى الطبقات الشعبية، لذلك فسكان هذه المناطق هم خليط من البشر، عمالٍ من كل مهنة ، ثم فئات صغار الموظفين والحرفيين والباعة المتجولين فضلا عن كثير من الزيجات الحديثة من الشباب الجامعى. وكثيرا ما تكون هذه المناطق هى المهبط الأول للقادمين من الريف، مما يشكل مزيجا غير متجانس من الريفيين والحضريين، لذا فهى بيئة طبيعية للتطرف الفكرى والدينى. لذا يمكن القول إن هذه المشكلة لم تحتل حجمها الطبيعى من حيث الخطورة إلا قريبا عندما مست مشكلة العشوائيات قضية الأمن العام وقضية الإرهاب .

وقد انتقلت هذه العدوى إلى الريف أيضا حيث انتقل إليه كثير من فئات الشعب من الحضر المتعذر لديهم الحصول على سكن فى المدينة، مما غير معالم كثير من القرى وبرزت عمارات سكنية بادوارها الثلاث أو الأربع وأحيانا أكثرمن ذلك، وبها مصدر للمياه والكهرباء ولكن لا يوجد بها وسيلة للصرف الصحى من خلال شبكة عمومية كما هو الحال فى المدن. ولكن ظهر اسلوب الترنش والبيارة مما أدى إلى ارتفاع المياه الجوفيه فى كثير من القرى مما اثر على الصحة العامة والزراعة ، وبذلك انتقلت عدوى أزمة الاسكان إلى الريف ايضاً .

نخلص من ذلك أن المناطق العشوائية مناطق تجمع سكانى مخالفة وبعيدة عن التخطيط العمرانى، أقيمت فى بداية الأمر على أطراف المدن فى الأراضى الفضاء أو اراضى وضع اليد أو حتى الأراضى المخصصة للمنافع العامة، ثم توسعت حتى احتواها العمران وأصبحت جزءا منه. **وأهم ما تتسم به هذه المناطق** هو ارتفاع الكثافة السكانية بشكل كبير، والانخفاض الشديد للمستوى المعيشى لسكانها اقتصاديا واجتماعيا وتفشى الأمية والبطالة بينهم وموطنا لإقامة الخارجين عن القانون. ولهذا لم تعد العشوائيات مجرد مراكز لتهديد الأمن بل امتدت آثارها السلبية إلى معظم القطاعات الاقتصادية الأخرى . وقد أدى تأخر مواجهة هذه الظاهرة أن استفحل أمرها بحيث لم

تصبح تعبيرا يتعلق بمشكلة الإسكان بل تعبيرا بالغ التعقيد والتشابك عن العديد من القضايا الاجتماعية والاقتصادية والثقافية المتداخلة، كما أن لها انعكاسات كثيرة منها ما يتعلق بالكفاءة الانتاجية والكفاية المهنية، ومنها ما يتعلق بالانفجار السكانى وما يتبعه من معوقات للتنمية القومية.

٢ - ظواهر المناطق العشوائية فى الحضر وظاهرة ترييف المدن

إن وضع تعريف واضح ومحدد للبناء غير الرسمى لهو أمر بالغ الصعوبة، وذلك بسبب تنوع أنماطه وخصائصه النظرية العملية التى تتعامل معه. وكذلك الأوضاع الاقتصادية والسياسية والاجتماعية التى تساهم فى تفاقم البناء غير الرسمى خاصة فى مجال الإسكان . وتتعدد المصطلحات التى تستخدم كمرادفات لمعنى واحد "البناء غير الرسمى" ومن المصطلحات التى تستخدم كثيرا فى مصر بعد الصحوة التى صاحبت الانتباه لخطورة مشكلة البناء غير الرسمى اصطلاح **العشوائيات . والمقصود بها اجمالى كل الاجراءات التى تصاحب عملية التخصيص والبناء والتمويل والإشغال. وفى مجال الدراسات التخطيطية والعمران فإن مصطلح الامتداد العمرانى العشوائى يعنى ميكانيكية الامتداد العمرانى بشكل عشوائى تتجمع فيه كل عناصر العشوائية واللارسمية والارتجالية وكل ما تتضمنه من مخالفات قانونية .**

وتعرف بعض الدراسات الحديثة السكن العشوائى بأنه نمط من الاسكان لا يعتمد على القانون والشرعية، سواء فى احتلال الارض أو البناء عليها أو كليهما. ومن الناحية القانونية يذهب بعض المحللين إلى أن السكن العشوائى غير قانونى وينشا نشأة غير رسمية أو عشوائية، فلا يدخل ضمن إطار التخطيط الحضرى المركزى. كما أن السكن العشوائى هو ذلك السكن الذى يتم من خلال الجهود الذاتية غير المقننة أو غير الموجهة أو فى غيبة من إشراف السلطات ، وكذلك النمط من التجمعات التى تنشأ وتتكون مخالفة لقوانين تنظيم البناء وتقسيم الأراضى وتنظيم العمران. وقد وضعت الدراسة التى أجراها المركز القومى للبحوث الاجتماعية والجنائية (٨) بعد استعراضها لكثير من التعريفات تعريفا محددا للإسكان العشوائى " **وهو ذلك النمط من الإسكان الذى ينمو وينتشر فى غيبة القوانين ، وتتم فيه عمليات البناء بأسلوب الجهود الذاتية أو بواسطة وسطاء على أراضى غير قانونية، أو بدون استخراج تراخيص البناء، أو غير مسجلة عقاريا، بما فى ذلك الأحياء المتدهورة عمرانيا، أو غير المخصصة للسكن ، وتكون غير مطابقة لأسس واشتراطات البناء والتنفيذ وقواعد الصحة العامة .**

وايا كانت أسباب ظهور مشكلة الإسكان العشوائى فإن ما يهمنا هنا هو العلاقة بينها وبين التوزيع المكانى للسكان، حيث ظلت تيارات الهجرة من الريف إلى المدن قائمة ، ليس فقط سعيا وراء فرص العمل التى تقدمها الصناعة ، ولكن لمختلف فرص العمل سواء فى مجال التجارة أو الاشتغال فى أعمال البناء وما تتطلبة من أيدى عاملة غير مدربة، بالإضافة إلى الحرف والصناعات اليدوية فى الورش الصغيرة والأعمال الخدمية وما إلى ذلك. ومع ازدياد الهجرة بقيت المدن غير قادرة على استيعاب الأعداد المتزايدة من تيارات الهجرة، مما أدى إلى نشوء تلك الأحزمة العشوائية حول المدن والمراكز الحضرية، والتى ادت بطبيعة الحال إلى التأثير عليها سلبيا وتشويهها .

وللتحضر العشوائى محددات اساسية تكمن فى انسحاب الدولة وأجهزتها الرسمية (بشكل شبة تام فى البداية، ثم أصبح كاملا) من قطاع بناء وإنتاج المساكن الحضرية المدعومة لفئات ذوى الدخل المنخفض وبعض شرائح الطبقة المتوسطة ، ويتزامن مع هذا الاتجاه ، اتجاه القطاع الخاص والاستثمارى إلى إنتاج نوعيات فاخرة جدا من المساكن والتى لا تزال شاغرة، بدليل أن الإحصاءات تؤكد وجود ما يقرب من مليون وحدة سكنية بدون استخدام فى القاهرة.

٣- أنماط وصور مناطق الإسكان العشوائى

لقد اجمعت العديد من الكتابات التى كتبت عن المجتمع الحضرى وبخاصة عن أنماط وصور النمو العشوائى على أن أبرز هذه الانماط ما يلى (٢) :

* **نمط سكن العشش** : وهو نوع مختلف من أنماط الإسكان، ويقع فى أدنى مراتب السكن، ويختلف عن إسكان الإيواء أو الإسكان الشعبى أو منخفض التكاليف الذى تبنيه الحكومة ، كذلك فهو يختلف عن سكنى المقابر وعن السكن المشترك . فاسكان العشش عبارة عن أكواخ من الخشب أو الصفيح أو الكرتون أو القماش أو الصاج أو الطين مقامة فى الشارع وتأخذ شكل تجمعات متلاصقة من العشش، وغالبا ما يبدأ سكن العشش نتيجة انهيار المسكن القديم الذى كانت تقيم فيه الأسرة ولأن طابور الانتظار ممن انهارت منازلهم طويل فإن ادارات الإسكان بالمحافظات لا تستطيع أن تواجه بالقليل المتاح لديها من وحدات الإيواء أو المساكن الشعبية كل الاحتياجات لهؤلاء المضارين، وأيضا فان نوعية مثل هذه المساكن لاتلائم الكثيرين منهم، ولأن البعض يفقدون متاعهم بل وبعض افراد الأسرة خلال الانهيارات المفاجئة، فان امكاناتهم المادية تعجز عن إيجاد مسكن ، ولا تجد كثير من الأسر في هذه الحالة سوى الشارع لتقيم فيه .

هذا ومن أهم أسباب انتشار ظاهرة السكن بالعشش انهيار المساكن القديمة حيث تبرز هذه الظاهرة فى أحياء مصرية قديمة مثل حى السيدة زينب وحى الخليفة والجمالية وبولاق وغيرها . تميز سكان هذه الأحياء بالمستوى المعيشى المنخفض وعدم القدرة على استبدال المنزل المنهار بمنزل مناسب ، توافر عدد كبير من المنازل التى لا يتوافر فيها المواصفات الفنية وبالتالى فهى معرضة للانهيار (٣٠٠الف منزل فى القاهرة وحدها) (٦)

* **نمط سكن الأحياء الشعبية**: وتضم هذه الأحياء قطاعا كبيرا من المناطق السكنية الفقيرة الملتفة حول النواة الأساسية لمدينة القاهرة، ومن أشهر هذه الأحياء الجمالية والسيدة زينب، ومصر القديمة . . . الخ ، حيث تتركز فى شرق المدينة وجنوبها ووسطها والواقع أن هذه الاحياء كانت لسنوات طويلة سكنا لكبار التجار والأعيان .... ولقد بدأ التدهور الحقيقى لهذه الأحياء الشعبية بنمو القطاع الحضرى الحديث فى مدينة القاهرة ، وتضم الأحياء الشعبية رصيدا سكانيا ضخما فمعظمها يتميز بكثافات عالية لا تتجاوزها إلا أحياء مختلفة قليلة على الأطراف . والواقع أن التدهور الحضرى لهذه المناطق لا يقتصر فقط على الإسكان فحسب، بل يمتد ليشمل أيضا المناطق الأثرية الهامة، ومن المتوقع أن تظل الظروف الحضرية المتدهورة بهذه الأحياء الشعبية قائمة فى غياب مشروع متكامل لتطويرها . فالواقع أن حل مشكلات هذه الأحياء لا يكمن فى الازالة بل فى النهوض بها وتطويرها وتدعيم المرافق والخدمات اللازمة لها .

* **نمط سكن المقابر والأحواش** : تتفرد القاهرة بظاهرة سكن المقابر، ويتطلب فهم ظاهرة سكن المقابر أن تأخذ فى الاعتبار العوامل التاريخية والثقافية والأيكلوجيه فى اطار تاريخى بنائى ثقافى ، هذا وتبلغ كثافة سكان المقابر مبلغا عظيما حيث وصل عدد سكان مقابر البساتين (على سبيل المثال) فى عام ١٩٨٤، ٦٥ خمسة وستون الف نسمة، وفى منشية ناصر ٣٥ خمس وثلاثون الف نسمة وتصل هذه التقديرات بعدد سكان المقابر بالقاهرة إلى قرابة ٣٧٣ ثلاثمائة وثلاثة وسبعون الف نسمة . (٢)

* **نمط سكن الأطراف المتريفة**: منذ خمسينيات القرن الحالى تعرضت القاهرة (ومعظم المدن الأخرى) لغزو ريفى واسع النطاق لايقتصر على الجانب السكانى، بل وامتد ليشمل الجوانب الثقافية والاجتماعية والأيكلوجية، وأحد مظاهر هذا الغزو الريفى أطراف القاهرة منذ الستينيات وبشكل لم يسبق له مثيل . والملاحظ أن سكان هذه الأطراف المتريفة ليسوا فقط الفلاحين المهاجرين إلى القاهرة، أو من الذين دخلوا نتيجة لعمليات الضم الإدارى بل

الذين يبحثون عن فرص سكنية بعد أن ضاقت بهم مساكنهم من أهل المدينة نفسها.

واذا كانت الأطراف المتريفة تزداد عددا على حدود القاهرة، فان القاهرة نفسها قد ضمت عشرات القرى والقرى المجاورة لها. ومن أهم اسباب نمو الأطراف المتريفة بالقاهرة بالاضافة إلى عامل الهجرة إليها من الأحياء الفقيرة القديمة المكتظة أو من المناطق الريفية البعيدة نذكر عامل هام وهو عمليات الضم والالتحام وتعديل الحدود الادارية للمدن لتضم قرى مجاورة . **وبالاضافة إلى ماسبق من أنماط وأشكال المناطق العشوائية تحدثت بعض المصادر والدراسات عن عديد من الأنماط الأخرى نوجزها فى التالى (٤)**

* **الأحياء المتخلفة Slums** تعرف الأحياء المتخلفة بأنها المناطق غير الملائمة لسكن الانسان ، وعادة ما تقام بالقرب من مراكز المدن ، ومن أهم خصائصها أنها مناطق مزدحمة ، فضلا عن التدهور البيئى ونقص الخدمات بها، وعدم التنظيم الاجتماعى. وتقع بعض الأحياء المتخلفة فى كثير من الأحياء بالقرب من المناطق التى يتوافر بها الصناعات الثقيلة فى الدول الصناعية وفى الضواحى . ولعل من أبرز خصائص الأحياء المتخلفة بصفة عامة الازدحام والاسكان السيء ويقصد بالازدحام هنا نوعان أو لهما ازدحام المناطق ويقصد به وجود عدد كبير من المبانى والأشخاص فى مساحة محدودة من الأرض، وثانيهما ازدحام الحجرات ويتمثل فى معيشة عدد كبير من الاشخاص فى حجرة واحدة .

* **سكن الأكواخ:** وهى عادة ما يطلق عليها السكن المشوه والذى نعنى به كل ما بنى بمواد غير ثابتة أو شبة ثابتة كالصفيح والأخشاب، وبطريقة لم يراع فيها شروط الصحة العامة . وذلك من خلال السيطرة على اراضى الدولة ذات النفع العام وإقامة مساكن عشوائية عليها ويتم ذلك فى غيبة القانون، وغفلة الهيئات التنفيذية، ثم تتخذ فى النهاية تجمعات كوخية مبنية من الصاج، أو الطين أو البوص ومخلفات البناء، أو قطع متجمعة من الخشب، على نحو غير منظم، ويفتقر إلى الحد الأدنى من مقومات المسكن الملائم، وقد ظهرت فى السنوات الأخيرة ما يعرف ب (قرى الكرتون) وهى قرى غاية فى السوء، حيث النقص الواضح فى الخدمات الضرورية والمرافق العامة بما أصبح يهدد الصحة العامة للمدينة بالاضافة إلى مظاهر السلوك الاجرامى على باقى المدن الاخرى (٣) . يتشابه هذا النمط مع نمط سكن العشش السابق الحديث عنه.

* **الإسكان الجوازى:** ويقصد بها اماكن غير معدة اصلا للسكن، ولكنها مشغولة بالأسر مثل أحواش المساجد، والأماكن الأثرية، والحانات، والدكاكين والجراجات والفراغات تحت السلالم أو الكبارى والعشش الخشبية التى اقيمت فى أزقة الحوارى الشعبية.

* **أحياء واضعى اليد " الجيتو ":** تشير أحياء واضعى اليد إلى بعض الأحياء التى تقوم فى الغالب دون وجود حقوق ملكية واضحة، سواء فى داخل المدينة أو على تخومها، أما " الجيتو " فيتميز علاوة على ذلك بطابع عنصرى ، وظهر هذا المصطلح لأول مرة فى إيطاليا للإشارة إلى الأحياء الحضرية التى كان اليهود يجبرون على المعيشة فيها، واتسع مؤخرا مفهوم " الجيتو " حيث اصبح يشمل الأحياء المتخلفة التى يسكنها مهاجرون من أصول واحده بسبب الفقر أو التمييز الاجتماعى . ومن الظواهر الغريبة لهذه المسميات فى أفريقيا أحياء " الغرباء " التى غالبا ما تضم سكانا ينتمون إلى أصول قبلية أو دينية مغايرة لبقية سكان المدينة .

* **إسكان الغرف المستقلة:** ويقصد به سكن عائلة فى غرفة واحدة بدون منافع ، وتشترك مع غيرها من الأسر فى دورة مياه واحدة ، وغالبا ما تكون هذه الغرفة ضيقة المساحة متهالكة البناء ، وتقع عادة على اسطح وفى أفنية المنازل ويتم فى داخل الغرفة كل أنشطة الحياة المعيشية، وفى هذه

الحجرات تنعدم الذاتية والخصوصية، وقد يدفع هذا المناخ الغير صحى نفسيا واجتماعيا إلى ظهور مجموعة من التعقيدات فى علاقات أفراد الأسرة مع أنفسهم ومع المجتمع الخارجى .

* **مدن العمال العشوائية** : تتجمع مساكن الطبقة الكادحة حول المناطق التجارية، وأحياء العمال وعلى مقربة من المنشأت الصناعية، وأهم ما تتسم به هذه المناطق هى فقرها الشديد .

* **السكن الفوضوى**: وهو السكن الذى يتم بناؤه بطريقة جيدة، داخل الحدود الادارية التى تشملها خرائطها الموجهة، ولكن بدون الحصول على ترخيص مسبق من السلطات المحلية المختصة ، وبطريقة عشوائية لم يراع فيها تقسيمات المنطقة .

* **الضاحية المتخلفة** : وهى نموذج سكن الضاحية، ولكن للأفراد والجماعات من ذوى المكانة الدنيا من الفقراء والمعوزين والمهاجرين الجدد إلى المدينة ، لذلك يغلب على هذا النموذج المساكن المؤقتة والمزدحمة، نظراً لأن المهاجرين الجدد للعمل بالمدينة لا يوفقون فى العادة فى الحصول على مسكن ملائم بالمدينة أو بالقرب من مواقع اعمالهم . حيث يضطرون للسكن بالقرب من أقارب منهم أو معارفهم المقيمون بهذه الضواحى .

هذا وبصفة عامة تتميز المناطق العشوائية وعلى اختلاف مسمياتها بجملة من الخصائص نجملها فى الأتى :
تنتشر فى المناطق العشوائية مجموعة من المشكلات من أهمها العزلة الاجتماعية، ارتفاع معدل الجريمة وانحراف الاحداث، انتشار الأمية خاصة بين الإناث، عدم انسجام وتكييف المهاجرين مع البيئة الجديدة، كما اصبحت هذه المناطق أوكاراً للعناصر الأرهابية لصعوبة وصول السلطات إليها. وقد أوضحت بعض الدراسات أن مثل هذه المناطق تتسم بضعف المشاركة السياسية والاجتماعية وانتشار اسلوب العنف، هذا وتنعدم فى مثل هذه الأماكن الخصوصية التى تعد احدى المطالب الهامة فى حياة الانسان، ومن الجدير بالذكر أيضاً الاشارة إلى أن لساكنى العشوائية ثقافة معينة وقيما تختلف عن الأنماط الثقافية السائدة فى المجتمع العام، ونظراً لأن هذه الثقافة تصل من جيل إلى جيل آخر عن طريق التنشئة الاجتماعية لذلك فمن المحتم دراسة هذه الثقافة فى المناطق الموجودة حتى يمكن محاولة تغييرها بما يتفق والصالح العام. ومن الضرورى ونحن فى مجال تحليل خصائص المناطق العشوائية ألا نغفل أثر المكان (الحيز) السكانى واستخدامات الأرض (السكان وأوضاع السكان) كعناصر اساسية فى عملية التفاعل تفرز نمطا معينا وأسلوبا متميزا للحياة فى هذه المناطق .

٤- حجم مشكلة العشوائيات فى مصر

هذا ويتضح حجم مشكلة العشوائيات فى مصر من خلال تبين أعدادها موزعة على المحافظات والأقاليم الاقتصادية من الجدول التالى :

جدول رقم ١- عدد المناطق العشوائية بخطة ٩٨/١٩٩٩ موزعا على المحافظات والأقاليم الاقتصادية

المحافظات	عدد المناطق العشوائية	% بالنسبة للإقليم	% بالنسبة للإجمالى
القاهرة	٨٦	٣٨,٤٢	٩,٤٨
الجيزة	٤٢	٢٣,٧٣	٥,٨٦
القليوبية	٦٧	٣٧,٨٥	٩,٣٤
جملة إقليم القاهرة	١٧٧	١٠٠	٢٤,٦٩
الاسكندرية	٤٩	٣٧,٦٩	٦,٨٣
البحيرة	٨١	٦٢,٣١	١١,٣٠
جملة إقليم الاسكندرية	١٣٠	١٠٠	١٨,١٣
المنوفية	٥٦	٣٦,٣٦	٧,٨١
الغربية	٤٧	٣٠,٥٢	٦,٥٦
كفر الشيخ	٥١	٣٣,١٢	٧,١١
جملة إقليم الدلتا	١٥٤	١٠٠	٢١,٤٨
الشرقية	٧١	١٠٠	٩,٩
إقليم قناة السويس	٧١	١٠٠	٩,٩
بنى سويف	٤١	٤٦,٠٧	٥,٧٢

تابع - جدول رقم ١- عدد المناطق العشوائية بخطة ٩٨/١٩٩٩ موزعا على المحافظات والأقاليم الاقتصادية

الفيوم	٢٨	٣١,٤٦	٣,٩١
المنيا	٢٠	٢٢,٤٧	٢,٧٩
جملة إقليم شمال الصعيد	٨٩	١٠٠	١٢,٤١
اسيوط	٤٢	١٠٠	٥,٨٦
جملة اقليم وسط الصعيد	٤٢	١٠٠	٥,٨٦
سوهاج	٢٧	٥٠	٣,٧٧
اسوان	٢٧	٥٠	٣,٣٧
جملة اقليم جنوب الصعيد	٥٤	١٠٠	٧,٣٥
الإجمالي العام	٧١٧	١٠٠	١٠٠

نلاحظ من النظر إلى أعداد المناطق العشوائية في المحافظات المختلفة تفوّق البحيرة في عدد المناطق العشوائية بها عن باقي المحافظات حيث يصل العدد بها إلى ٨١ منطقة تليها محافظة القاهرة ثم القليوبية ثم المنوفية ثم كفر الشيخ على التوالي، حيث تراوحت بين ٦٨ في القاهرة ثم ٦٧ في القليوبية ثم ٥٦ في المنوفية ثم ٥١ في كفر الشيخ كان من المتوقع أن نجد أعلى الأعداد في المحافظات الحضرية، لكنه بالنظر إلى هذه الأرقام نلاحظ أن العامل الحاسم هو ارتفاع الكثافة السكانية حيث تحتل منطقة القاهرة ثم الدلتا أعلى الكثافات السكانية على مستوى الجمهورية .

اذا نظرنا إلى اعداد المناطق العشوائية على مستوى الأقاليم فنلاحظ تفوق إقليم القاهرة الكبرى على كل الأقاليم حيث يصل عدد العشوائيات به إلى ١٧٧ منطقة عشوائية ، يليه إقليم الدلتا حيث عدد العشوائيات به يصل إلى ١٥٤ منطقة، وهذا يؤكد الملاحظة السابقة من تفوق إقليم القاهرة الكبرى وإقليم الدلتا على كل الأقاليم الأخرى نظرا لإرتفاع الكثافة السكانية به - يليهم في الترتيب إقليم الاسكندرية الذى يصل عدد العشوائيات به إلى ١٣٠ منطقة، وهذا ناتج عن ارتفاع عدد العشوائيات في محافظة البحيرة مع ملاحظة وجود محافظة الاسكندرية في الترتييب السادس بين المحافظات في عدد المناطق العشوائية بها .

يأتي في الترتيب التالي في أعداد المناطق العشوائية محافظة الغربية ثم الجيزة ثم بنى سويف، حيث تكون الأعداد بها ٤٧ ثم ٤٢ ثم ٤١ على التوالي تنخفض الأعداد في محافظات الوجه القبلي فتأتي الفيوم ٢٨منطقة ثم سوهاج وأسوان ٢٧ منطقة، وهذا يرجع إلى انخفاض الكثافة السكانية هنا عنه في مناطق شمال الصعيد والدلتا.

إذا ألقينا نظرة إلى البيان التالي في الجدول وهو نسبة سكان العشوائيات بالمحافظة إلى عدد السكان الكلي بها فنلاحظ تفوق محافظة البحيره مرة اخرى في نسبة عدد سكان العشوائيات إلى عدد السكان الكلي فتصل إلى ٦٢,٣١ % يليها في الترتيب محافظتا سوهاج واسوان حيث تصل النسبة بها إلى ٥٠% - وبالرغم من أن عدد المناطق العشوائية في محافظة سوهاج وأسوان هو من اقل الأعداد إلا أن ارتفاع نسبة سكان العشوائيات بها إلى العدد الكلي للسكان تنتج عن انخفاض عدد السكان في هذه المناطق عن المناطق الأخرى .

يلى هذه المحافظات في الترتيب في نسبة عدد سكان العشوائيات إلى عدد السكان الكلي محافظة بنى سويف ثم القاهرة ثم القليوبية ثم الاسكندرية ثم المنوفية ثم كفر الشيخ - حيث كانت على التوالي ٤٦,٧% - ٣٨,٤٢% - ٣٧,٨٥% - ٣٧,٦٩% - ٣٦,٣٦% - ٣٣,١٢%. ويلاحظ هنا ان نسبة سكان العشوائيات إلى العدد الكلي للسكان تقترب من الثلث أو تزيد في معظم هذه المحافظات، وهذه بالطبع نسبة مرتفعة جداً ناهيك عن وصولها إلى أكثر من نصف عدد السكان في المحافظات السابق الحديث عنها في الفقرة السابقة وهى البحيرة وسوهاج وأسوان.

تشير البيانات السابقة إلى جحم مشكلة العشوائيات الذى كاد أن يصل إلى كارثة قومية، خاصة مع علمنا بمستوى الحياه في هذه المناطق مما يؤكد على ضرورة العمل على تطوير هذه المناطق بشكل سريع. هذا ولقد اوضحت تقارير

دراسات وزارة الحكم المحلى ان عدد المناطق العشوائية فى مصر قد وصل إلى حوالى ٩٦١ (تسعمائة وإحدى وستين) منطقة منها ٨١ (إحدى وثمانون) منطقة يجب إزالتها تماما وفورا، ٨٨٠ (ثمانى مائة وثمانون) منطقة يقترح تطويرها اذا تم توفير ٤,٣ مليار جنية (٦) .

كذلك أوضحت إحدى الدراسات التى قامت بها الهيئة العامة لبحوث البناء والإسكان والتخطيط العمرانى عن الإسكان غير الرسمى فى مصر أن نسبة الوحدات السكانية التى أنشئت خلال الفترة من ١٩٧٠ حتى أوائل الثمانينات بطرق غير رسمية – أى مخالفة لقوانين المبانى وقوانين تقسيم الأراضى – تقدر بحوالى ١٤% من إجمالى الوحدات بالقاهرة (٥) .

ومن كل ماسبق يتضح أن ظاهرة العشوائيات ظاهرة تفرض نفسها على مصر والعالم الثانى ، فقد تراوحت نسبة الإسكان العشوائى فى الدول النامية من ٥٠% إلى ٨٠% وتزيد هذه النسبة فى مصر لتكون أعلى معدلات العشوائيات فى العالم. فهى لم تقتصر على إيجاد مأوى لمن لامآى له بل زحفت على كل مصر وخاصة المناطق الحضرية بها، ووصلت نسبة المناطق العشوائية فى القاهرة إلى أكثر من ٣٨,٤٢ % من مجموع مساكنها، ووصلت نسبة المناطق العشوائية فى مدن المحافظات وعواصمها إلى أكثر من ٩٠% من مجموع مساكنها ووصلت نسبتها فى قرى مصر إلى مايزيد على ٩٥% من مجموع امتداداتها، وتنمو هذه المناطق العشوائية بمعدل ٥ % فى مقابل ٣% للقاهرة فى مجملها (٦) .

٥- عرض تحليلى لبعض الدراسات السابقة

فى محاولة من الباحثين والمخططين الاكاديميين لتحديد ابعاد وخصائص وسمات وأهم حلول المشكلات الناجمة عن هذه الظاهرة التى أطلق عليها البعض " خراج فى قلب العاصمة " قدمت إلى المكتبة وإلى القراء المهتمين عديدا من الدراسات، والتى كان بينها:

* دراسة سامية خضر صالح والتى كانت بعنوان " الجامعة وعلاقتها بالتربية البيئية" (٩) حيث توصلت الباحثة إلى أن مشكلة الزيادة السكانية – والتى هى أهم الروافد التى تغذى العشوائيات وتسهم فىتنميتها .

- ان الطالب الجامعى الذى يمر بخبرة التربية الصحية والسكانية ويؤمن بالتالى بتنظيم الأسرة يسهم فى نشر هذا الفكر بداخل أسرته ومجتمعه وأصدقائه ويصبح ذلك مكسبا للتنمية وخطط الدولة التى تستهدف خفض المعدل السكانى .
- هناك دور كبير للجامعة وخاصة الملاصقة للمناطق العشوائية فى نشر التوعية البيئية بهذه المناطق .
- للجامعة أيضا دور هام فى إجراء الدراسات الميدانية لهذه المناطق للتعرف على خصائص سكانها وأنشطتهم وأساليب حياتهم وملامح ثقافتهم، ومن ناحية أخرى يمكن ان تسهم فى رسم خطة علمية تعتمد على الجهود الشعبية وتضافرها مع الحكومة من أجل علاج التدهور البيئى لهذه المناطق .

* وفى دراسة " الجهود الذاتية التى تواجه مشكلات منطقة عشوائية (٧)" حيث طبق الباحث هذه الدراسة الميدانية على منطقة عرب راشد القريبة من جامعة حلوان والبالغ عدد سكانها حوالى ١٨٠٠٠ (ثمان عشرة ألف نسمة) تعانى المنطقة من عشوائية البناء والتفاوت الرهيب فى نمط الإسكان بين المنخفض والمرتفع إلى (٦ أدوار) وحيث تنتشر الأمية خاصة بين الأطفال الذين يصلون إلى حوالى (٥٠% من السكان)، وبالتالى اتجاه سائد نحو التشرد أوالعمل بنظام (الصبية) وبأجور زهيده والسهر أمام الأفلام الهابطة والتى يوفرها (الدش) بالمقاهى الساهرة حتى مطلع الفجر.

وتحتكم عرب راشد بحكم هو اقرب إلى الحكم الشعبى أو العرفى من خلال مجالس الشورى الشعبية أو مجالس الصلح المتعارف عليها والتى تسببت فى تهميش دور رجال

البوليس إلى حد كبير. وبالرغم من معاناة المنطقة من العديد من المشكلات ما بين مشكلات اجتماعية وتعليمية أو صحية أو أمنية أو حتى مرتبطة بشغل وقت الفراغ فإنه من الواضح افتقار المنطقة إلى الجهود الشعبية الحقيقية فى الوقت الحالى (٧) وقد يرجع هذا إلى:

١-حالة اقتصادية متدنية لاتسمح بالمشاركة .

٢- ماتم إنجازه من مشروعات سابقة لم تشارك فيها غالبية السكان .

٣- مشاركة السكان فى بدايات بعض المشروعات ينتج عنه تكاتف بين العائلات التى يربطها معا أصل واحد وبعد ذلك تفرقت الجهود الذاتية نتيجة لتوافد السكان من محافظات شتى بمصر .

٤- توقف بعض المشروعات نتيجة لبدء السكان ثم عدم استكمال الهيئات لما بدأوه .

٥- ارتفاع تكاليف الارض والبناء والمرافق المطالب بها السكان .

* ومن أهم النتائج التى توصلت اليها الباحثة ماجدة عبيد فى دراستها والتى كانت بعنوان " نحو واقع جديد للقاهرة " وموضوعها كيفية تطوير وتحديث حى المدابغ بالسيدة زينب ما يلى (٩) :

١- الاستفادة من المشروعات السابقة فى عمليات الإرتقاء والتطوير.

٢- إعداد الدراسات والبرامج المتكاملة بتلك المناطق للوصول إلى خطة شاملة للتطوير .

٣- المشاركة الشعبية ودورها الفعال فى عملية الإرتقاء والتطوير والصيانه .

٤- اقتراح إنشاء مشروعات صناعية صغيرة لاتلوث البيئة وتوفر فرص عمل لمحدودى الدخل والشباب .

وتؤكد الباحثة بهذه الأبعاد الأربع التى يمكن الارتكاز عليها لتطوير وتحديث المنطقة إلى دراسة أهمية وضرورة المشاركة الشعبية .

* وفى دراسة قدمها فاروق محمود هلال بعنوان " الارتقاء الذاتى كمدخل لتنمية المناطق الحضارية المتخلفة " حيث استهدفت الدراسة الإجابة عن سؤال هام وهو ما هى انسب الطرق لتنمية المناطق الحضرية المتخلفة وقد أجابت الدارسة عن هذا السؤال أن هناك ثلاثة أساليب تتمثل فى التالى (١٠) :

١- المنهج المتكامل لمواجهة المشكلة من خلال لامركزية التنمية والتنمية المكانية والارتقاء الذاتى .

٢- الإسكان المؤقت كمرحلة انتقالية لإنشاء مجتمعات محلية جديدة متكاملة .

٣- التوعية الاجتماعية غير الرسمية حيث تعد مدخلا لمواجهة تحديات التنمية .

ومن متابعة ما عرض من دراسات سابقة، وهناك غيرها كثير، أمكن للباحث ان يخرج برؤية تدور حول كيفية معالجة مشكلة أو ظاهرة العشوائيات يمكن تلخيصها فى السطور التالية .

هناك من ينظر إلى مسالة حل مشكلة العشوائيات على أنها لاتخرج عن كونها مجرد إزالة المستوطنات العشوائية بعد طرد سكانها، ولكن ماهو البديل، أين يسكن هؤلاء المطرودون وقد فكرت بعض الدول فى حل آخر وهو تنفيذ برنامج إسكان عام قليل التكاليف، ولكن هذه الدول وجدت العبء المالى المطلوب لتوفير هذه الوحدات السكنية البديلة كبيرا جدا ولاتستطيع تحمله.

هذا وتذكر الكتابات التى تناولت العشوائيات وعلاجها أنه لم تنجح أى دولة فى الاعتماد على هذه الطريقة سابقة الاشارة إليها سوى هونج كونج، حيث قامت بإنشاء الأعداد الكافية من المبانى الكبيرة تحتوى كل منها على عدد كبير من الشقق، كذلك فإن إزالة هذه العشوائيات وبناء وحدات سكنية جديدة لا تتحمله ميزانيات الدول النامية .

ولذلك يتضح أن خطة التطوير والتنمية التى يمكن الأخذ بها لاتتم إلا من خلال التعاون والتضافر بين الجهود

الحكومية والجهود الشعبية معا، وأن هذا لا يتأتى إلا بالتوسع فى جهود تنمية المشاركة الشعبية من خلال المحليات والجمعيات الأهلية المنتشرة هنا وهناك وتنمية وعى عام يساند ويؤيد التطوير والتحديث للمناطق العشوائية التى تتبناها الدولة .

٦- النتائج العامة للبحث :

نخلص من الجزء الأول من البحث إلى أن المناطق العشوائية هي مناطق تجمع سكاني مخالفة وبعيده عن التخطيط العمراني ، أقيمت في بداية الأمر على أطراف المدن في الأراضي الفضاء أو أراضي وضع اليد أو حتى الأراضي المخصصة للمنافع العامة، ثم توسعت حتى إحتواها العمران وأصبحت جزءاً منه. وأهم ما تتسم به هذه المناطق هو إرتفاع الكثافة السكانية بشكل كبير والإنخفاض الشديد للمستوى المعيشي لسكانها، والتدهور الشديد للبيئة العمرانية التخطيطية. وفي محاولة لوضع تعريف محدد لمناطق الإسكان العشوائي فقد خرجت دراسة أجراها المركز القومي للبحوث الإجتماعية والجنائية بالتعريف التالي: "هو ذلك النمط من الإسكان الذي ينمو وينتشر في غيبة القوانين، وتتم فيه عمليات البناء بأسلوب الجهود الذاتية أو بواسطة وسطاء على أرض غير قانونية أو بدون استخراج تراخيص للبناء، أو غير مسجلة عقارياً، بما في ذلك الأحياء المتدهورة عمرانياً، أو غير المخصصة للسكن، وتكون غير مطابقة لأسس واشتراطات البناء والتنفيذ وقواعد الصحة العامة".

أما الجزء الثاني من البحث فنخرج منه بتوصيف وحصر لأنماط وصور مناطق الإسكان العشوائي والتي تركزت في إثنى عشر نمط هي : نمط سكن العشش – الأحياء الشعبية – نمط سكن المقابر والأحواش – نمط سكن الأطراف المتريفة – الأحياء المتخلفة – سكن الأكواخ (وهو شبيه بنمط سكن العشش) – الإسكان الجوازى (الذى لا يحتل منطقة بعينها وهو منتشر في جميع الأحياء الحضرية حتى الراقية منها) – أحياء واضعي اليد أو الجيتو (وهو يتواجد في مصر في صورة عائلات كاملة قامت بالهجرة من موطنها الأصلي إلى مناطق أخرى على دفعات أو دفعة واحدة وتربطها صلة دم واحدة) – إسكان الغرف المستقلة – مدن العمال العشوائية – السكن الفوضوى وأخيراً الضاحية المتخلفة .

يناقش الجزء التالي من البحث حجم مشكلة العشوائيات في مصر في الوقت الحالي ، حيث يتضح أن هناك ٧١٧ منطقة إسكان عشوائي حسب آخر إحصاء للجهاز المركزى للتعبئة العامة والإحصاء في ج.م.ع وأن ربع هذه المناطق (١٧٧منطقة) يوجد في إقليم القاهرة الكبرى (أكثر المناطق ارتفاعاً في الكثافة السكانية على مستوى الجمهورية) .

يتركز الربع الثاني من مناطق الإسكان العشوائي في إقليم الدلتا (١٥٤منطقة) وهي أيضاً من أعلى المناطق في الكثافة السكانية، يلي ذلك إقليم الأسكندرية (١٣٠منطقة) أى خمس عدد المناطق العشوائية ينخفض العدد بعد ذلك في شمال ووسط وجنوب الصعيد . وهذا إن دل على شئ فإنه يدل على ضخامة المشكلة التي ذكرت إحدى الإحصائيات أنها في حــاجة إلى خمسة مليارات من الجنيهات لتطوير ٨٠% من هذه المناطق وإزالة تامة وإعادة بناء لـــ٢٠% منها.

في الجزء الأخير من البحث عرض تحليلي لأربع دراسات سابقة منها دراستان ميدانيتان إحداهما على عرب راشد القريبة من جامعة حلوان والثانية على حي المدابغ بالسيدة زينب .والحالة الأولى تمثل المناطق العشوائية لواضعي اليد أو الجيتو حيث القبلية ورابطة الدم الواحدة بين سكان المنطقة .

أما الحالة الثانية فهي تعبر عن نمط سكني الأحياء المتخلفة والشبيه بمدن العمال المتخلفة حيث يقوم معظم السكان بمزاولة مهنة واحدة ويرتبط ويتداخل فيها منطقة السكن مع منطقة العمل .

إتفقت الدراسات السابقة على توصيف شبه عام لمناطق الإسكان الشعبي حيث **عمرانياً** تعاني تلك المناطق من عشوائية البناء وتضارب النمط العمراني في داخلها، بالإضافة إلى التفاوت الرهيب في ارتفاعات المباني، والضيق الشديد للطرق وتعرجها، وإفتقار المناطق إلى الخدمات الأساسية من طرق وإنارة وإمداد بالمياه أو الصرف الصحي، ناهيك عن الخدمات التعليمية والصحية – أما **اجتماعيا** فتنتشر الأمية خاصة بين الأطفال الذين يمثلون حوالي ٥٠% من السكان وبالتالي اتجاه سائد نحو التشرد أو العمل بنظام الصبية حيث لا يمارس الأطفال طفولتهم بشكل سليم وصحي – أم **اقتصادياً** فهناك تدهور شديد للحالة الاقتصادية لسكان هذه المناطق مما يصل بمستوى إدراكهم لمشاكلهم الحياتية أو النهوض بمستواهم الاجتماعي والاقتصادى أو النهوض ببيئتهم العمرانية إلى مستويات متدنية جداً تكاد تنعدم في معظم الأحوال .

تخلص هذه الجزئية الأخيرة من البحث:

أولاً : إلى عبثية إلقاء دور النهوض بهذه المناطق على الدولة بالكامل **أولاً** : لأن الأعباء المادية ضخمة جداً، **وثانيا**: لأن سكان هذه المناطق ما لم يدركوا فعلياً مشاكلهم ويساهموا في حلها وأتت لهم هذه الحلول من هيئات خارجية – فإنهم لن يحافظوا على ما سيكتسبوه من ميزات تنقلهم من وضعهم الحالي إلى وضع أفضل ما لم يساهموا بفكرهم ووقتهم ومجهودهم للحصول على هذه الميزات .

ثانياً :– هناك العديد من المشاكل التي تسبب تعثر جهود الهيئات غير الحكومية والحكومية في النهوض بمناطق الإسكان العشوائي، منها على سبيل المثال لا الحصر:

– عجز الدولة عن إمداد تلك الهيئات بالمصادر المادية المطلوبة لعملية النهوض بالبيئة العمرانية أو الاجتماعية والاقتصادية للسكان كما ذكرنا سابقاً .

– الحالة الاقتصادية المتدنية لسكان هذه المناطق التي لا تترك لهم شيئا يقدمونه في عملية النهوض سوى وقتهم ومجهودهم .

– افتقار السكان للوعي بإمكانياتهم (من وقت أو مجهود) ومدى وكيفية استثمار هذه المجهودات .

– الافتقار للتنظيم الاجتماعى والتضافر .

– ارتفاع تكاليف الأراضي والبناء والمرافق المطالبة بها المنطقة .

– ما يتم إنجازه من بعض المشروعات لا تشارك فيه غالبية السكان .

– توقف بعض المشروعات بعد البدء فيها نتيجة لعدم إستكمال الهيئات لما بدأ من مشروعات .

ثالثاً : هناك بعض التوصيات التي قد تساهم بالنهوض بمناطق الإسكان العشوائي منها على سبيل المثال :

– الاستفادة من المشروعات السابقة في عمليات الإرتقاء والتطوير .

– إعداد الدراسات والبرامج المتكاملة بتلك المناطق للوصول إلى خطة شاملة للتطوير .

– المشاركة الشعبية ودورها الفعال في عملية الإرتقاء وتطوير الصيانة .

– إقتراح إنشاء مشروعات صناعية صغيرة لا تلوث البيئة وتوفر فرص عمل لمحدودي الدخل والشباب .

– المنهج المتكامل لمواجهة المشكلة من خلال لا مركزية التنمية ، والتنمية المكانية والإرتقاء الذاتي .

– وأخيراً الإسكان المؤقت كمرحلة انتقالية لإنشاء مجتمعات جديدة متكاملة .

٧- المراجع العربية :

١ - إسماعيل سيد إسماعيل ، "الآثار الاجتماعية المستقبلية لتفاقم مشكلة الإسكان في مصر" بحث اجازة زمالة كلية الدفاع الوطني؛ الدورة التاسعة عشر ١٩٩٩/٨٩، أكاديمية ناصر العسكرية العليا، ص ٢٠-٢١. عن ميلاد حنا " الإسكان والمصيدة السكانية والحل، نظرة مقتضبة لمشكلة الإسكان في مصر "، دار المستقبل العربي ، القاهرة ، ١٩٨٨ ص ٥٠.

٢- السيد الحسيني "الدراسة الاجتماعية للمدينة" كلية الآداب – جامعة عين شمس ١٩٩٤ (ص ٣٤١-٣٤٣) .

٣- السيد الحسيني "التحضر في الأقطار النامية. الملامح والمشكلات" مطبعة الطوبجي التجارية. القاهرة ١٩٩٢.

٤- جامعة أسيوط "البنية الاقتصادية والاجتماعية لسكان المناطق العشوائية" (دراسة ميدانية لبعض المناطق العشوائية بمحافظة أسيوط) . وحدة بحوث المرأة والسكان ١٩٩٨ ص١٧-٢٢.

٥- رشدي محمد الشرقاوي "مشكلة العشوائيات" تقرير لجنة الخدمات عن الإسكان غير المخطط بالمناطق العشوائية" مجلس الشورى - إدارة البحوث القاهرة ١٩٩٦ .

٦- علا مصطفى وآخرون "الطفل في المناطق العشوائية" . ندوة أوضاع الطفل في المناطق العشوائية ، المركز القومي للبحوث الاجتماعية والجنائية، بالتعاون مع وزارة الشئون الاجتماعية - القاهرة ٣٠-٣١ مايو١٩٩٨ .

٧- غريب عبد السميع غريب - "الجهود الذاتية التي تواجه مشكلات منطقة عشوائية" مجلة كلية الآداب - جامعة حلوان - العدد الأول ١٩٩٦ .

٨- ليلى محرم ، الأبعاد العمرانية لقطاع البناء غير الرسمي في حضر مصر ، دراسة حالة الإسكان العشوائي ضمن مجلد القطاع غير الرسمي في حضر مصر ، التقرير الأول ، المداخل النظرية والمنهجية والتحليلية ، إشراف الدكتور/ الحسيني قسم بحوث المجتمعات الحضرية والمدن الجديدة ، المركز القومي للبحوث الاجتماعية والجنائية ، القاهرة ١٩٩٦ ، ص (٢٩٨-٣٠١) .

٩- المؤتمر القومي الرابع للدراسات والبحوث البيئية (نحو بيئة أفضل) المجلد الثالث . مجلد المحيط العمراني . جامعة عين شمس - معهد الدراسات والبحوث البيئية ١٥-١٧ نوفمبر ١٩٩٤ .

١٠- المعهد العالى للخدمة الإجتماعية بالقاهرة . المؤتمر الأول العلمي (الخدمة الاجتماعية المتكاملة للمجتمعات الحضرية المتخلفة) جامعة الدول العربية ٢٦-٢٧ فبراير ١٩٩٨ .

١١- نجيب غيته ندوة حول النتائج الأولية للتعداد العام للسكان والإسكان والمنشآت لعام ١٩٩٦ في ضوء الإستراتيجية القومية للسكان . المجلس القومي للسكان . مجلة دراسات سكانية .المجلد ١٦ العدد ٨١ يناير/مارس١٩٩٨ .

المراجع الأجنبية :

12 - Brcese, 1972 .Ibid.R.NO.2 .

13 - United Nations, 1980 .Ibid .R.NO.5 :PP12, Cosling, A.L.P.and Lim, L.y.c., Eds.1979, "Population Redistribution Patterns, Policies and Prospects", Policies Development Studies No.2. New York.



فى ذمة الله
الأستاذ الدكتور مهندس محمد زكى حواس

فقدت الهندسة المعمارية علما من أعلامها المبرزين فى عصرنا الحديث وأحد قادة الفكر الهندسى فى مصر وأستاذا متميزا تعلم على يديه الكثير من أبناء المهنة - كما كانت له إسهامات واضحة فى تطوير قواعد المهنة وضبط إيقاعها وتحديث المواصفات وما إلى ذلك مما يعود بالنفع ويؤدى إلى التميز المهنى.

تخرج الفقيد من كلية الهندسة - جامعة القاهرة وكان أول دفعته فعين معيدا بالكلية وظل يعمل بها إلى أن حصل على الدكتوراه فى التخطيط والعمارة من زيورخ بسويسرا عام ١٩٦٢ وعاد ليعمل بكلية الهندسة - جامعة عين شمس إلى أن تولى رئاسة قسم الهندسة المعمارية بها.

لقد نال الفقيد الكثير من التكريم خلال حياته تمثل فى حب تلاميذه وزملائه وكل من عمل معه أو احتك به مهنيا أو اجتماعيا وذلك لما تمتع به من دماثة الخلق والتواضع وحب المهنة التى وهب حياته من اجلها وكانت قمة التكريم يوم أن منحته الدولة الجائزة التقديرية فى الفنون والعلوم عام ١٩٩٤.

وقد حفل سجل الدكتور محمد زكى حواس بالكثير من النشاطات والإسهامات المتنوعة فى المجالات المختلفة خلال حياته العملية.

ففى مجال الفنون والعلوم: اسهم بفكره فى فن البناء المعاصر ومواصفاته وتكاليف المقاولات والتقويم الأساسى للقياس والمحاسبات، والتخطيط القومى الشامل واستخدامات الطاقة الشمسية فى تخطيط المدن، فضلا عن بحوثه فى دراسات الجدوى واقتصاديات المشروع، وبحث تقييم الأراضى واختيارها للمشروعات المعمارية والتخطيطية، كما أشرف وشارك فى عشرات رسائل الماجستير والدكتوراه ولجان فحص الإنتاج العلمى للأساتذة والأساتذة المساعدين وفى لجان تحكيم المسابقات.

وفى مجال الإدارة: أسهم أيضا بجهده فى العديد من النشاطات من خلال ممارسات عمله فى المواقع التى تولى مسئوليتها، ومنها: رئاسة قسم الهندسة المعمارية بكلية الهندسة - جامعة عين شمس، ورئاسة جمعية التخطيط العمرانى وعضوية مجلس إدارة جمعية المهندسين المصرية وهيئة تحرير مجلتها، وجمعية المهندسين الاستشاريين المصرية، وأيضا كرئيس للجنة المصرية الدائمة للمواصفات العامة لبنود الأعمال، وعضو لجنة قانون التخطيط العمرانى، وعضو المجلس الأعلى للشباب، ورائد الشباب بكلية الهندسة - جامعة عين شمس، ومستشار وزارة الثقافة بلجنة تطوير منطقة الأهرامات ولجنة الطريق الدائرى والمنطقة الأثرية للأهرامات.

كما أن للأستاذ الدكتور محمد زكى حواس مشروعات معمارية وتخطيطية عديدة فى مصر، والعالم العربى، وأفريقيا.

وفى الختام ندعو الله أن يدخله جنات النعيم جزاء ما قدم وأوفى وإلى أهله وذويه ومحبيه وعارفيه صبرا جميلا والله المستعان.

بلديـــــــــــــــــــات

التلميذ والمدرس

* يقول الأستاذ حليم فريد تادرس

إن التعامل مع تلاميذ المدارس الابتدائية الذى وضعه شيخنا عالم التربية الكبير الدكتور حامد عمار:

- إذا كان تعليم التلميذ من خلال إنتقاده، فإنه سوف يتعلم أن يذم ويلعن.
- إذا كان تعليم التلميذ من خلال الاستهزاء به، فإنه سوف يتعلم أن يكون خجولا.
- إذا كان تعليم التلميذ من خلال العدوان عليه، فإنه سوف يتعلم أن يشاغب ويعارك.
- إذا كان تعليم التلميذ عن طريق اللوم عليه، فإنه سوف يتعلم الشعور بالذنب.
- وإذا كان تعليم التلميذ من خلال التسامح، فإنه سوف يتعلم أن يكون صبورا.
- وإذا كان تعليم التلميذ من خلال التشجيع، فإنه سوف يتعلم الثقة بالنفس.
- وإذا كان تعليم التلميذ من خلال شعوره بالأمن والأمان، فإنه سوف يتعلم أن تكون له عقيدة.
- وإذا كان تعليم التلميذ من خلال القبول والصداقة، فإنه سوف يتعلم أن يجد الحب فى العالم الذى يعيش فيه.

نفــق الأزهـــــــــــــــــر

أ.د. احمد خالد علام

ألغت الدولة منذ حوالى ثلاث سنوات جزءاً من الخط الثانى لمترو الأنفاق " إمبابة – صلاح سالم" وهو الجزء الواقع بين العتبة وصلاح سالم، وعدلت خط المترو عند العتبة ليمر بشارع الجيش فالعباسية فصلاح سالم فالمطار.

وبدأت فى تنفيذ نفقين للسيارات يمران تحت شارع الأزهر من ميدان الأوبرا حتى صلاح سالم، طول النفق الواحد ٢,٧ ك.م، بقطر ٨,٤ م، ٢ حارة مرور بكل نفق.

وعند بداية التنفيذ (ولم يكن الاستاذ الدكتور إبراهيم الدميرى وزيراً للنقل) فى ذلك الوقت عقدت جمعية المهندسين المصرية ندوة عن هذين النفقين شارك فيها أساتذة الجامعات والخبراء والمتخصصون فى التخطيط العمرانى والنقل والمرور وهندسة البترول وغيرها من التخصصات الأخرى . وأبدت الغالبية العظمى من المهندسين تخوفهم من إنشاء هذين النفقين لأسباب كثيرة منها:

- أن النفق الآتى من صلاح سالم سيصب فى ميدان الأوبرا كميات ضخمة من السيارات، فى ميدان مكتظ بطبيعته بالمرور مما سيصعب معه سيولة المرور للسيارات الخارجة من النفق مما سيترتب عليه زحمة داخل النفق وحدوث مشاكل وحوادث.

- أفاد بعض الحاضرين أن كل دول العالم تنشىء أنفاقاً لنقل المرور من وسط المدينة إلى خارجها بأقصى سرعة وفى أقل وقت، بينما فى القاهرة نفق الأزهر سيصب بآلاف السيارات فى وسط البلد.

- هذا بالاضافة أن جزءاً كبيراً من المرور الآتى من صلاح سالم وسيصب فى ميدان الأوبرا سترتد ثانية إلى منطقة شارع بورسعيد وهى جهته المقصودة مما سيترتب عليه زحمة الشوارع دون داع.

- كما أن المشروع لم يأخذ فى الحسبان توفير أماكن لانتظار السيارات.

- كما أبدى بعض أساتذة هندسة البترول تخوفهم الشديد من ازدحام النفق بالسيارات مما سيترتب عليه قلة السرعة وخروج الملوثات بشتى أنواعها من عوادم السيارات ... بالرغم من وجود محطتان تهوية فى الأزهر وبور سعيد بخلاف الاثنين الآخرين فى الأطراف.

- هذا بالاضافة إلى التخوف من حوادث السيارات داخل النفق ونشوب الحريق والاختناقات وغيرها.

- وطالبنا عدة مرات طوال الفترة الماضية ضرورة إعادة النظر فى هذين النفقين.. ولكن المشروع نفذ وأوشك على الانتهاء ... وأيام معدودة وسيفتح فى أعياد أكتوبر القادم وسيبدأ مرور السيارات فيه.

ونرجو من الله ألا يحدث ماتخوف منه المهندسون ....والله الموفق.

d- It is possible to use infill panels to upgrade existing RC frames that were not designed for lateral loads. Strong infill panels may be introduced in certain locations to improve the performance of the structure. Good results were found using this technique.

REFERENCES

1- Mosalam, K. et Al, " Static Response of Infilled Frames Using Quasi-Static Experimentation", J. of Structural Div., ASCE, Vol. 123, No. 11, November 1997, pp 1462- 1469.

2- Mehrabi, A. et Al, "Experimental Evaluation of Masonry - Infilled RC Frames", J. of Struct. Div., ASCE, Vol. 122, No. 3, March 1996, pp 228-237.

3- Buonopane, S. and White, R., "Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame", J. of Struct. Div., ASCE, Vol. 125, No. 6, June 1999, pp 578-589.

4- Khalaf, A. and Sobaih, M., "Nonlinear Seismic Analysis of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frames", Ph.D. thesis, Dept. of Structural Engineering, Cairo University, 1999.

5- Bertero, V. and Brokken, S., "Infills in Seismic Resistant Building", J. of Structural Engrg, ASCE, Vol. 109, No. 6, pp 1337-1361.

6- Saneinejad, A. and Hobbs, B., "Inelastic Design of Infilled Frames",J. of Structural Div., ASCE, Vol. 121, No. 4, pp 634 - 650.

7- Valles, R. et Al, "IDARC 4.0- A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, 1996.

8- Madan, A. et Al, " Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis", J. of Structural Div., ASCE, Vol. 123 , No. 10, October 1997, pp 1295- 1302.

9-Egyptian Code for Calculating Loads and Forces in Structural and Building Works, 1994, Research Center for Housing, Building and Physical Planning, Egypt.

10- Egyptian Code of Practice for Design and Construction of Reinforced Concrete Structures, 1995, Research Center for Housing, Building and Physical Planning, Egypt.

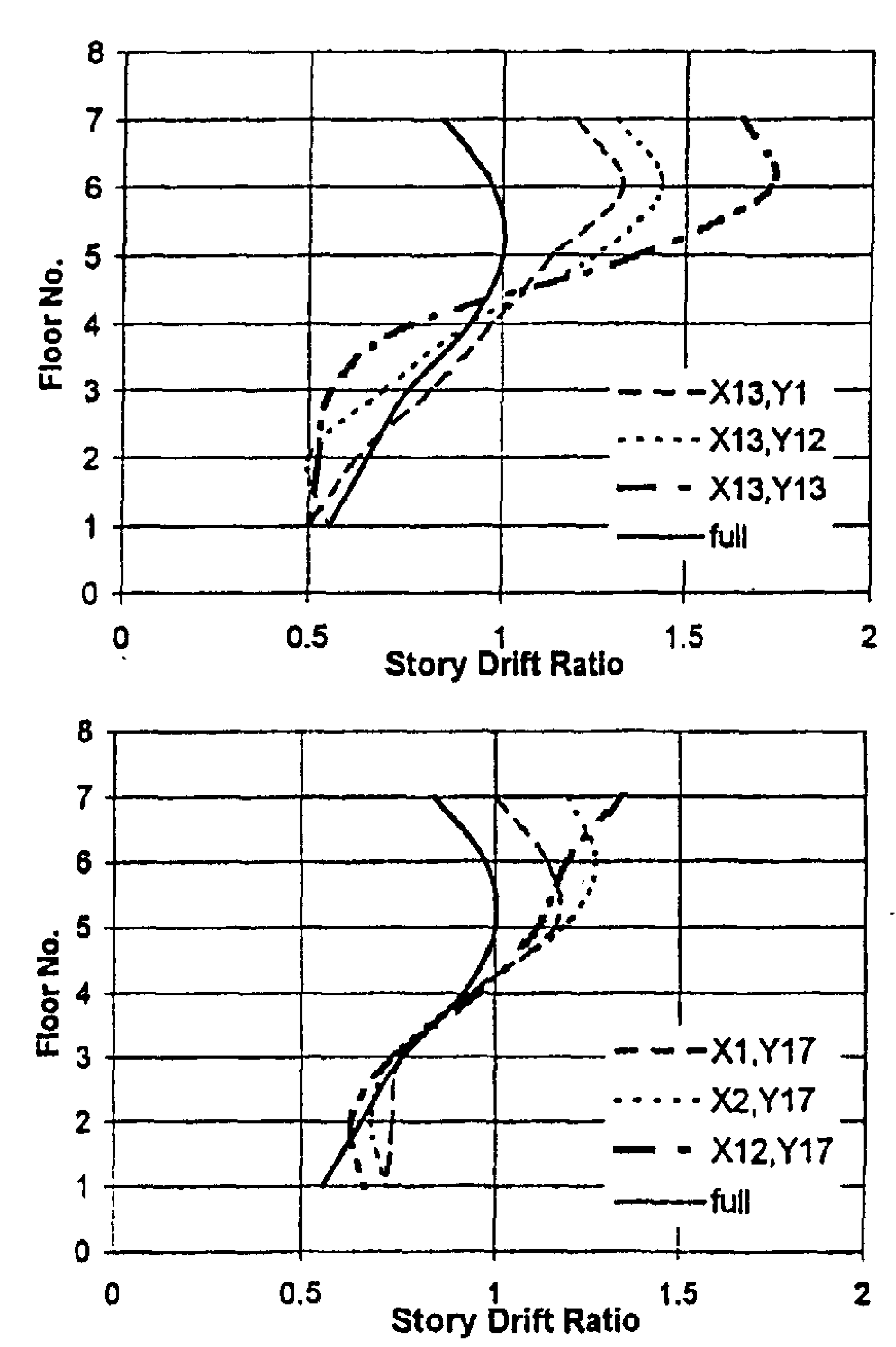


Fig. 9- Envelope of drift ratio for different infilled frames

seismic performance of existing RC frames. Panels in limited locations were introduced to the bare frame previously considered. Case identification system follows the same rules previously descry-bed, as shown in figure (3). A limited number of the cases with weak infill panels were re-examined using strong infill panels.

Table (1) shows the natural period of in filled frames with strong panels. It is noticed that the reduction in the natural period is much higher compared to the case of weak panels. Two cases were found to have a significant effect; X1-3, Y1-3 and X2, Y1-7. Figure (4) shows the relation between drift percentage and base shear ratio, normalized to the base shear of the bare frame, for different cases of partially in filled reinforced concrete frames. It is noted that introducing limited number of infill panels at certain locations within the frame may significantly improve the performance of gravity designed RC frames. Infilling one bay at all floors results in a lower lateral displacements and higher capacity of resisting base shear compared to the case of completely infilling the lower three floors.

SUMMARY AND CONCLUSION

The seismic performance of RC frames partially in filled with brick panels is studied. The analytical study indicates that infill panels, in general, affects the performance of RC frames. It also indicates that infill panels can be potentially used to improve the performance of existing non-ductile frames. Based on this study, the following can be concluded:

a- The existence of the infill significantly changes the seismic performance of the bare RC frame even for the case of weak infill. This ensures the contribution of the infill in upgrading the stiffness of the reinforced concrete framed structures and the importance of considering the masonry wall in structural analysis.

b- The infill panel strength has a significant effect on the seismic performance of the in filled frame. Using strong infill panels increases the lateral load resistance of the infilled frames. On the other hand, it reduces the ductility in a significant way due to the change of behavior from ductile flexural mode to brittle shear mode.

c- The existence of infill panels for a part of the building height may still be effective depending on the intensity and location of the infilled panels. The following guidelines may be established:

1- The existence of one or two infill panels within the entire frame with weak panels has an insignificant effect on the overall performance.

2- The existence of infill panels in the bottom half of the frame is much more effective than the upper half. Furthermore, it was found that infill panels at the top floor have insignificant effect on the performance.

3-The uniform vertical distribution of infill panels was found to be much more effective than the horizontal direction. In other words, infilling one bay for the entire height is much more effective than infilling one bay for one floor, or even more than floor.

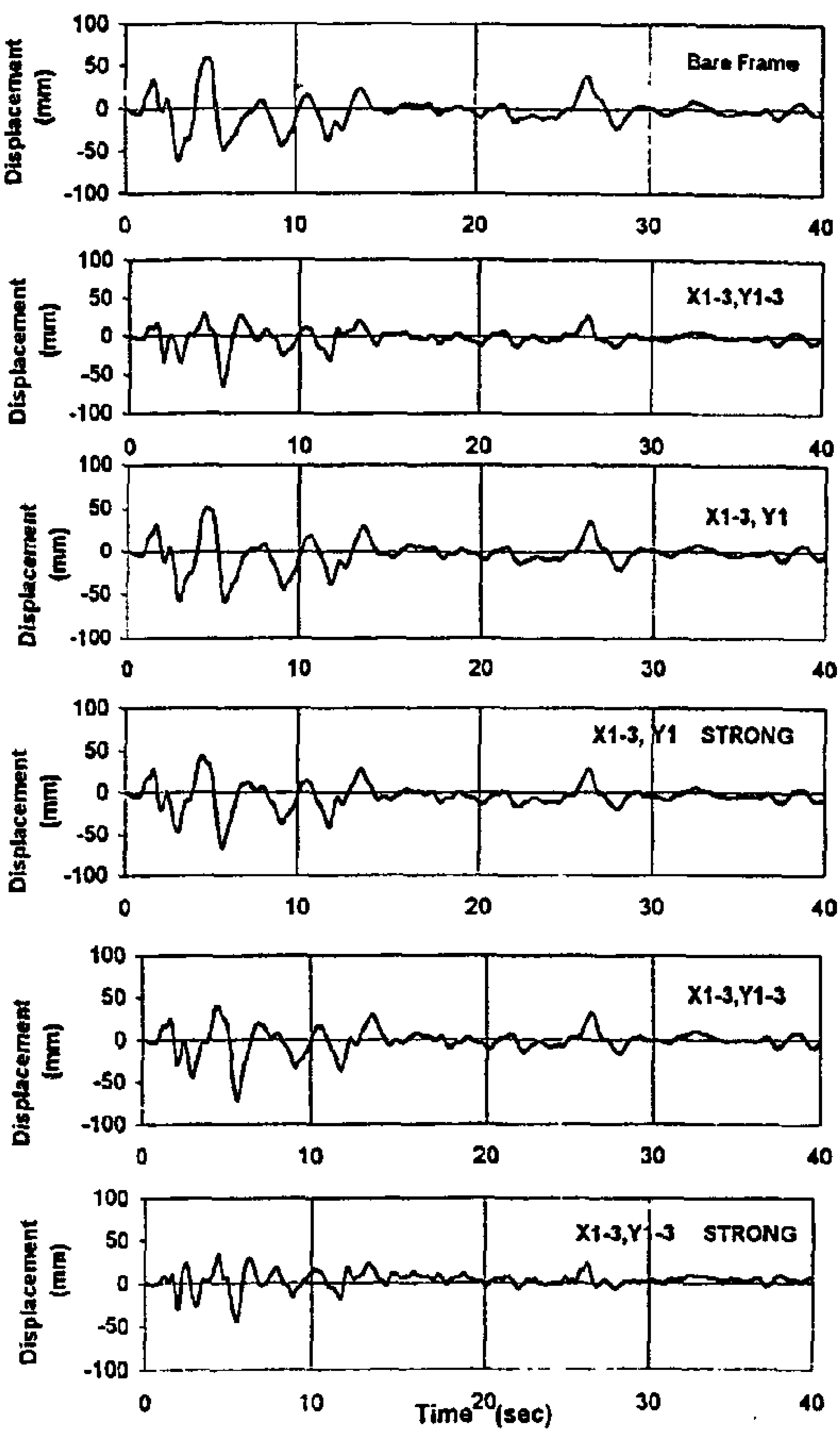


Fig. 7- Displacement time history of the top floor

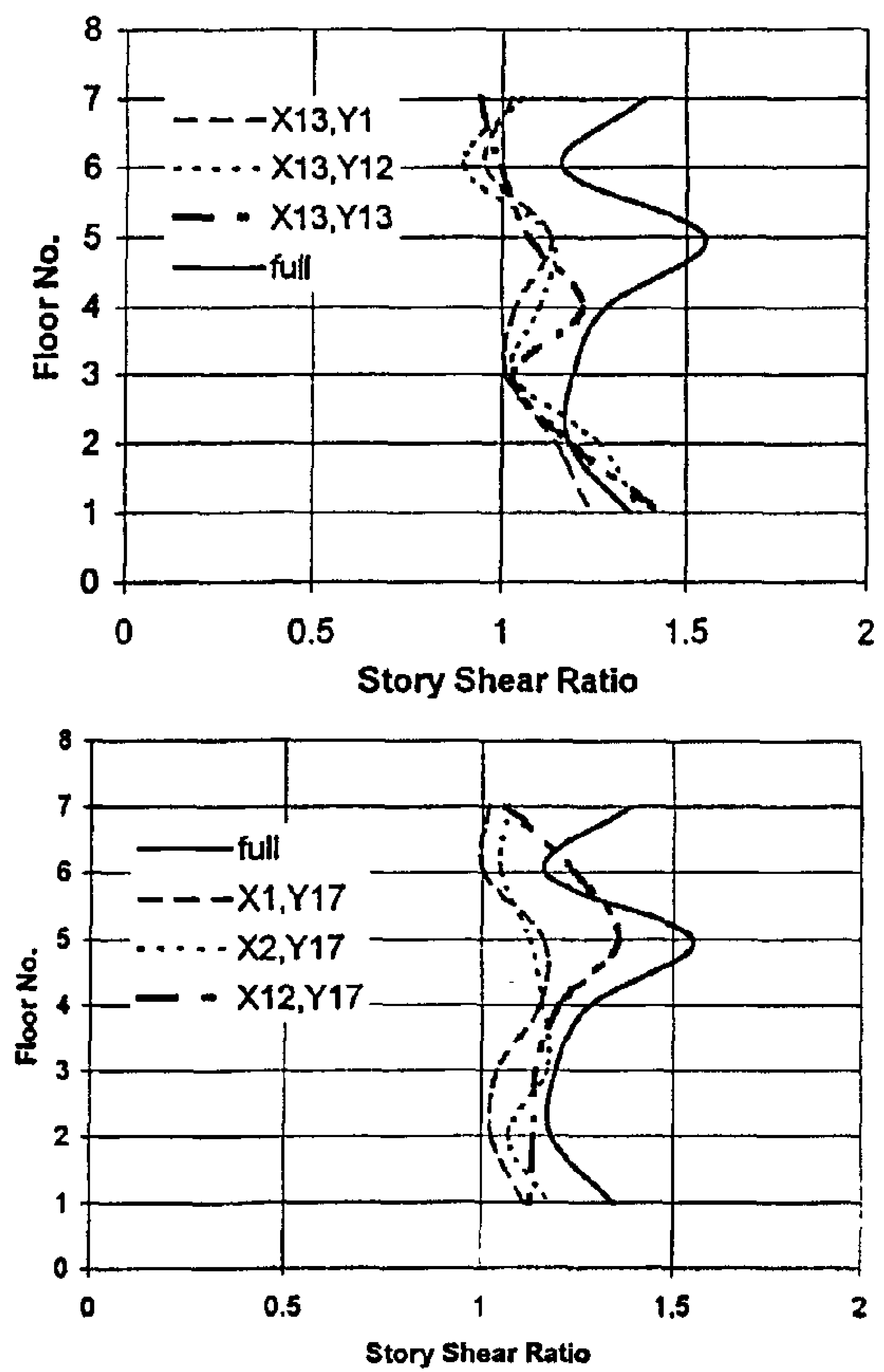


Fig.8- Envelope of story shear ratio for different infilled frames

case of partially in filled panels, the major effect can be obtained for the case X1-2, Y1-7 (two bays are in filled for the entire height). Also, these results support the previous conclusions obtained from the static analyses.

Figure (9) shows the envelopes of the story floor shear ratio of the infilled frames, normalized to that of the bare frame, under the effect of the earthquake record up to the structure failure or the end of the record. It is noticed that the values of the floor shear for in filled frames are usually higher than bare frame. This may be attributed to the fact that the behavior of the partially and fully in filled frames when subjected to lateral loads is different from that of the bare frame. Under dynamic lateral loads, the bare frame acts primarily as a moment-resisting frame with the formation of plastic hinges at the joints in the inelastic range. In contrast, the infilled frame behaves like a braced frame in which the lateral loads are resisted by a truss mechanism (tie strut mechanism) formed by the compression in the masonry infill panel and tension in columns. The plastic joints are confined to the joints in contact with the infill panels and the ductility demand is considerably lower than the case of the bare frame.

STRONG INFILL PANELS

As previously mentioned, all the cases studied dealt with weak in filled panels. The properties of such panels were carefully chosen to represent panels made with hollow bricks and not connected to the bounding frames. This case was chosen to represent actual buildings that have in filled panels in the worst case. The purpose was to show the importance of including the effect of in filled panels whenever found in RC frames.

The study is extended to include the effect of having strong infill bricks well connected to the bounding frames. The purpose is to study the possibility of using infill panels to upgrade the

be insignificant on the overall response of the structure. Having a complete floor in filled results in a small effect on the overall response.

f-The existence of limited infill panels at the bottom half of the frame was found to be much more effective than the upper half. The case which has the bottom three floors fully in filled (X1-3,Y1-3) achieved a major increase in base shear.

g- Infilling one bay for the entire height of the frame (X1,Y1-7 or X2,Y1-7) were found to have significant effect on increasing the lateral resistance capacity of the frame. This effect is improved when two bays are in filled for the entire height (X1-2, Y1-7)

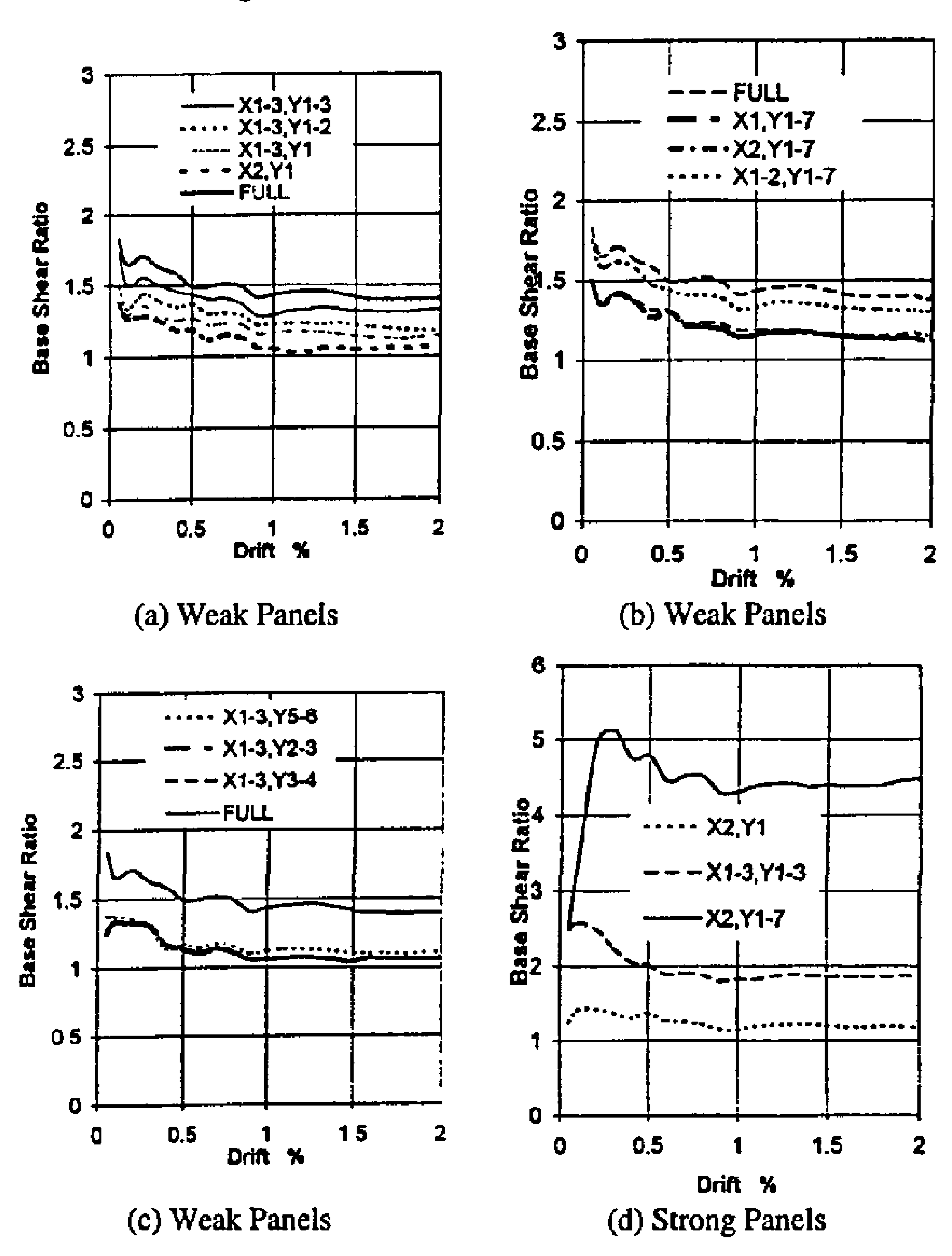


Fig. 4- Bae Shear - drift relationship for different cases of infilled RC frames

TIME HISTORY ANALYSIS

Following identifying the frame's dynamic characteristics, the frames were analyzed for an actual earthquake to examine their seismic behavior. Time history analysis of the reinforced concrete frame building was performed with and without infill panels. The N-S component of 1940 Imperial Valley earthquake recorded at El-Centro site is selected as the ground motion for this study. The time history and response spectrum of the acceleration record are shown in figures (5,6). The maximum acceleration of the record was scaled to 0.12g to represent a moderate earthquake. The trend of the spectrum drops between the fundamental period of the bare frame (1.6 sec) and the fully in filled frame (1.13 sec).

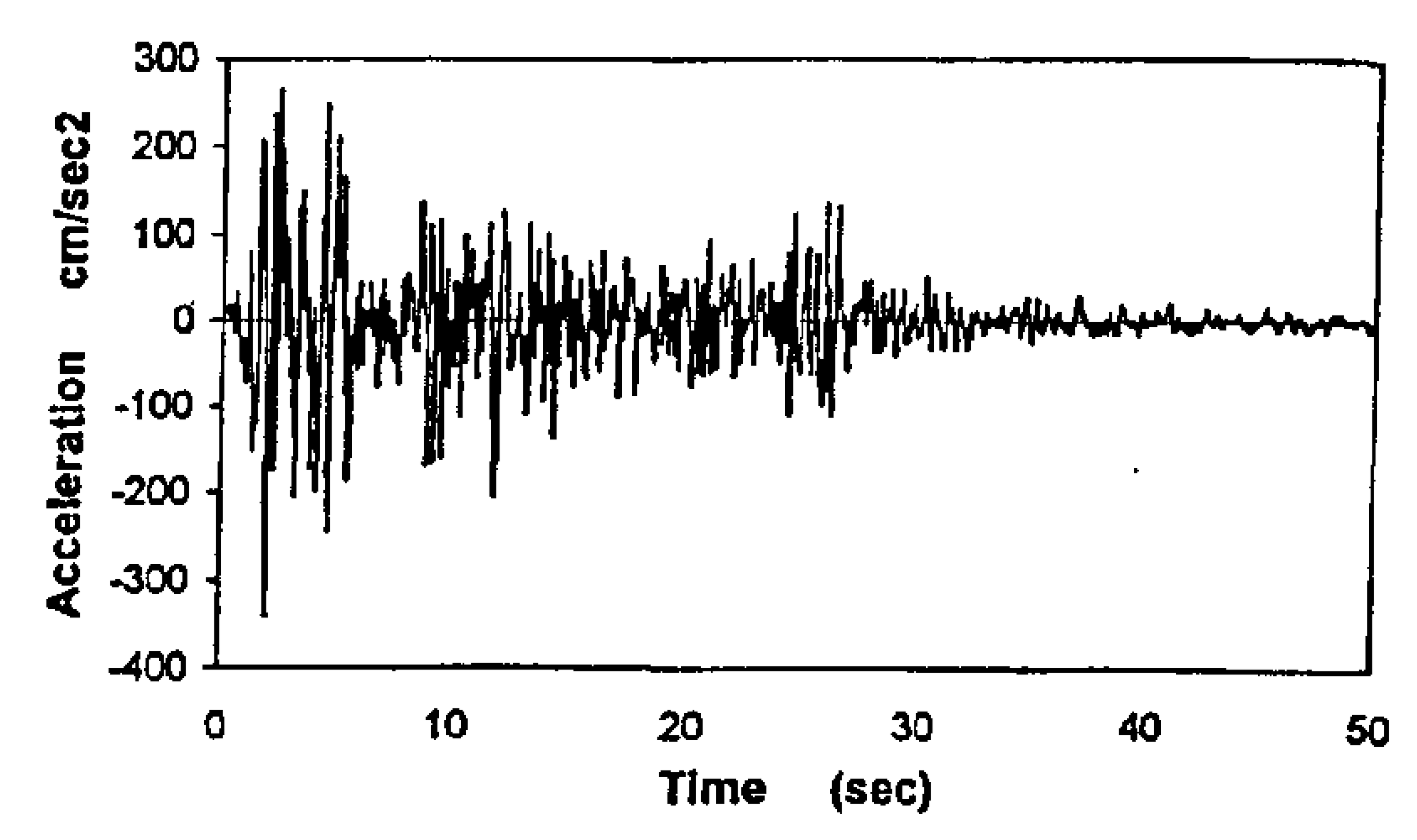


Fig. 5- Time history of imperial valley earthquake, 1933

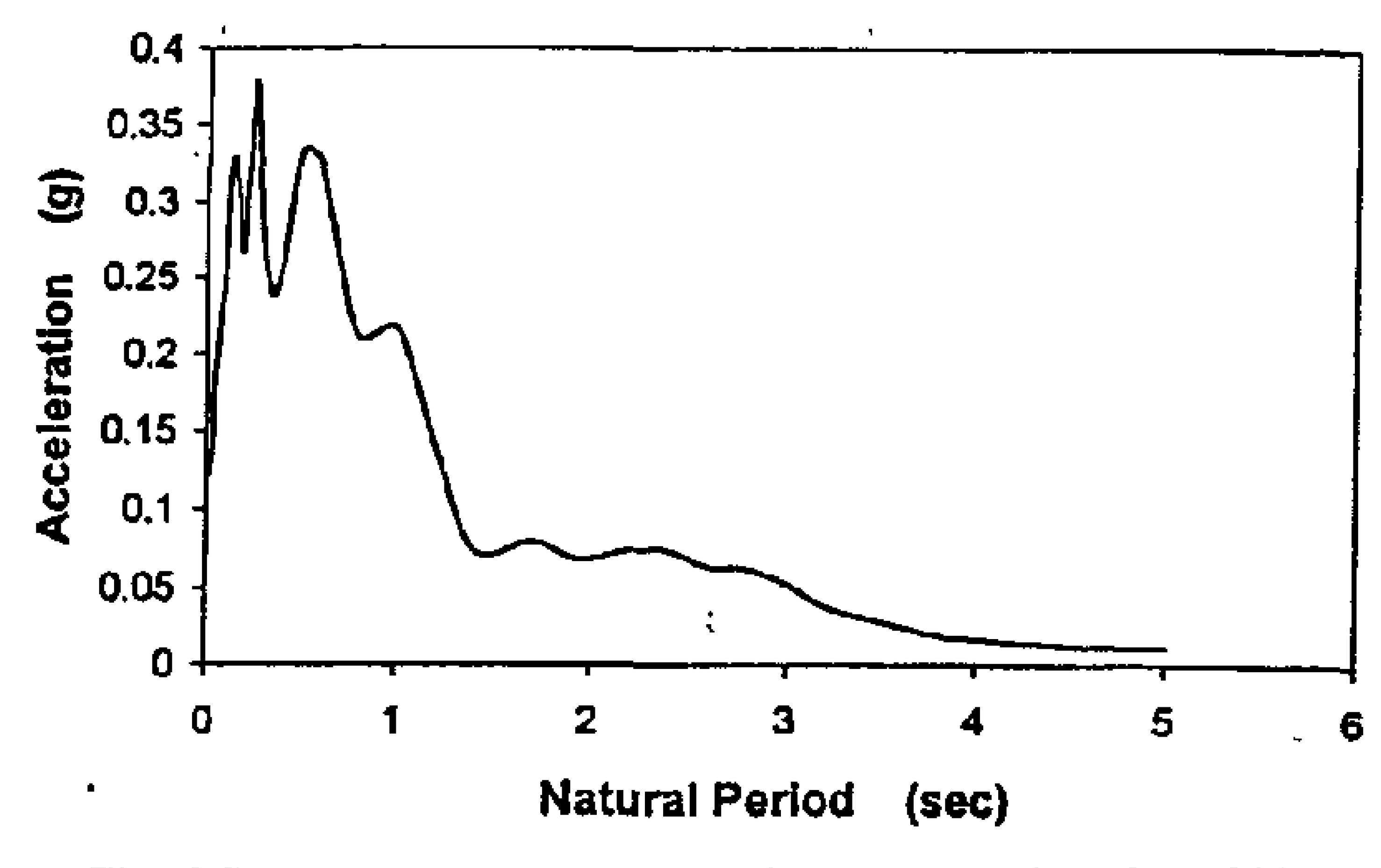


Fig. 6-Spectrum response of imperial valley earthquake, 1933

Figure (7) shows the time history of the lateral displacement at the top floor for the following cases; a)bare frame, b) fully in filled frame, c) X1-3, Y1 weak and strong panels, d) X1-3,Y1-3 weak and strong panels. It is noted that the existence of infill panels in different locations changes the response of the building. A reduction in the maximum displacement is noticed for all cases that has in filled panels. The level of reduction depends on the location and intensity of in filled panels as previously described.

Figure (8) shows the envelopes for floor displacements ratio for the infilled frames, normalized to that of the bare frame. Examining these figures indicated that using infill panels reduce the lateral displacement of the structure. In

second or third floors, the reduction in the fundamental period was about 21% of the reduction for the case of fully in filled frame.

d) For three bay in filled panels at two successive floors are in filled, it was found that the most affected case was (X1-3,Y1-2), first two floors. A reduction of 40 % was found. All reduction ratios presented in this study are percentage of the reduction for the case of fully in filled frame.

f) A reduction of 62% for the case (X1-3, Y1-3), three bay in filled panels at the lower three floors, was achieved.

g) A reduction of 47% for the case (X2, Y1-7), middle bay at the entire height of the building is in filled, was noticed.

h) A reduction of 76% for the case (X1-2, Y1-7), two in filled panels at the entire height of the building, was noticed.

The existence of in filled panels at the top floor has an insignificant effect on the natural period of the structure.

MONOTONIC ANALYSIS

The collapse mode sometimes called pushover or monotonic analysis is a simple technique to predict seismic response behavior prior to a full dynamic analysis. The structure is loaded laterally under inverted triangular load expressed as an incremental ratio of building weight. The lateral load distribution is computed and then applied to the structure in small increments. The analysis proceed till a mechanism occurs or the deflection at the top of the structure exceeds the maximum allowable value (2% of the total building height). This force distribution is similar to that assumed in Egyptian code of loads.

All partially in filled frames were subjected to static monotonic incremental lateral loads similar to those applied to both bare and fully in filled frames. Figure (4) shows the relation between drift percentage and base shear ratio, normalized to the base shear of the bare frame, for different cases. From these figures, the following can be noticed:

a- For frames with in filled panels extending for the full height and width of the frame (fully in filled), damage was evenly distributed all over the building height and all the structural elements engaged through inelastic action in dissipating the input structural energy due to applied forces. This case provided the most significant effect on the performance of RC frames.

Table 1 Dynamic Characteristics of Cases Studied

Case	Infill Location		Infill Type	Natural Periods		
	Bays	Floors		First	Second	Third
1	X0	YO	NONE	1.6	0.52	0.28
2	X1	Y1	Weak	1.56	0.51	0.28
3	X2	Y1	Weak	1.55	0.5	0.28
4	X1-2	Y1	Weak	1.52	0.49	0.27
5	X1-3	Y1	Weak	1.5	0.49	0.27
6	X1-3	Y2	Weak	1.5	0.5	0.28
7	X1	Y3	Weak	1.57	0.52	0.28
8	X2	Y3	Weak	1.56	0.52	0.28
9	X1-2	Y3	Weak	1.53	0.52	0.28
10	X1-3	Y3	Weak	1.5	0.51	0.28
11	X1-3	Y4	Weak	1.5	0.5	0.26
12	X1-3	Y5	Weak	1.55	0.49	0.28
13	X1	Y6	Weak	1.59	0.51	0.28
14	X2	Y6	Weak	1.59	0.5	0.27
15	X1-2	Y6	Weak	1.58	0.49	0.27
16	X1-3	Y6	Weak	1.58	0.48	0.26
17	X1-3	Y7	Weak	1.6	0.51	0.27
18	X1	Y1-7	Weak	1.42	0.45	0.24
19	X2	Y1-7	Weak	1.38	0.44	0.24
20	X2	Y1-6	Weak	1.39	0.45	0.24
21	X2	Y2-7	Weak	1.44	0.46	0.24
22	X1-2	Y1-7	Weak	1.24	0.39	0.21
23	X1-3	Y1-3	Weak	1.31	0.45	0.25
24	X1-3	Y1-2	Weak	1.41	0.46	0.26
25	X1-3	Y2-3	Weak	1.41	0.49	0.27
26	X1-3	Y3-4	Weak	1.43	0.5	0.25
27	X1-3	Y5-6	Weak	1.53	0.45	0.26
28	X1-3	Y1-4	Weak	1.23	0.44	0.23
29	X1-3	Y1-7	FULL W.	1.13	0.35	0.19
30	X1	Y1	Strong	1.47	0.47	0.26
31	X2	Y1	Strong	1.47	0.47	0.26
32	X1-2	Y1	Strong	1.43	0.46	0.25
33	X1-3	Y1	Strong	1.41	0.45	0.25
34	X2	Y1-7	Strong	1.01	0.3	0.15
35	X1-3	Y1-3	Strong	0.93	0.3	0.19

b- The stiffness of the structures increases with the increase in the intensity of in filled panels within the frame.

c- The accuracy of base shear normalization, as presented in figure (4), increases for higher drift ratios. In other words, results presented for lower drift ratios (up to .3 %) may be disregarded as a result of the steep slope of the base shear drift relationship for all cases.

d- The location and intensity of in filled panels within RC frames have a significant effect on the seismic performance of frames.

e- In general, the effect of having one or two in filled bays within the entire frame was found to

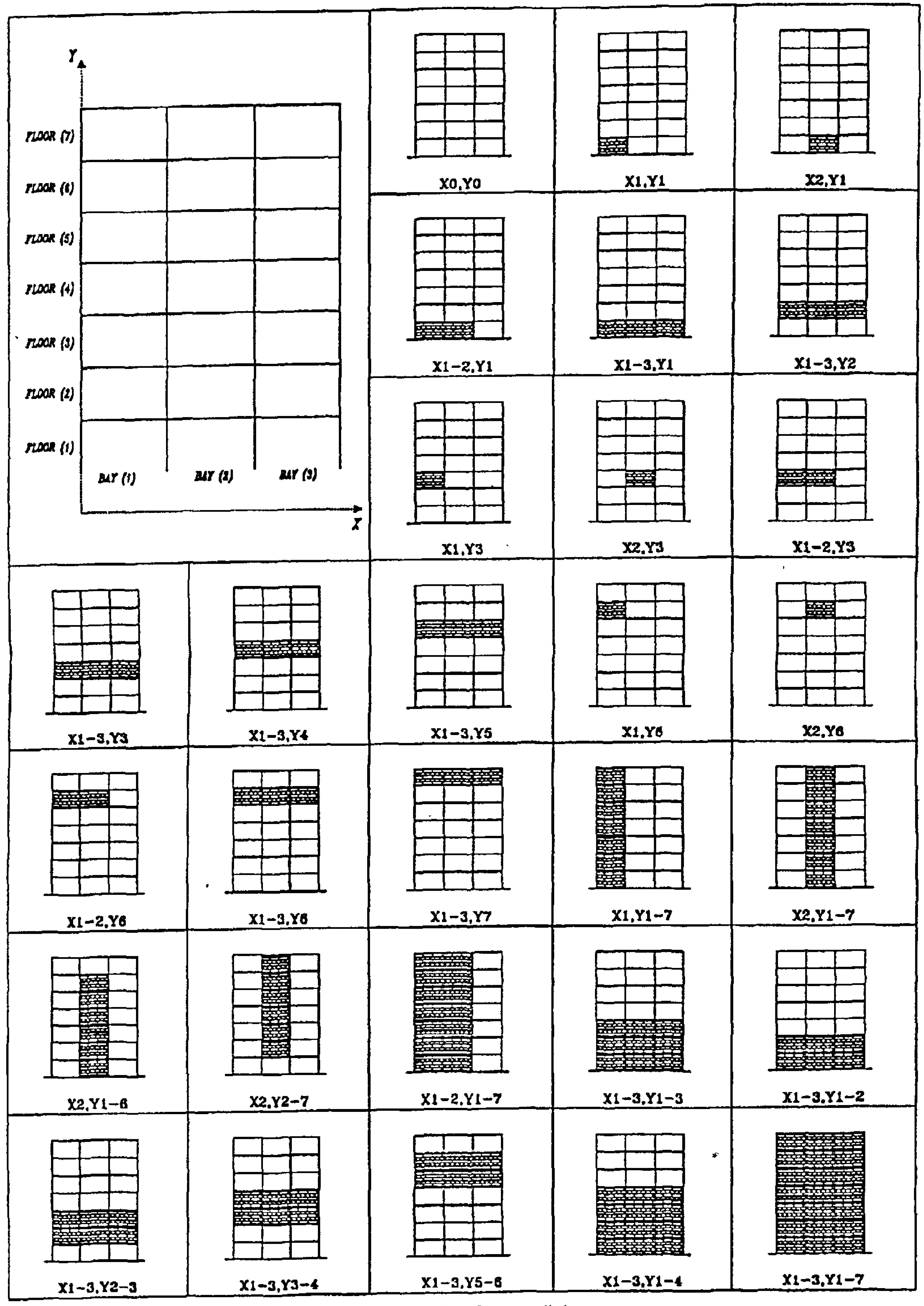


Fig. 3- Sketches of case studied

masonry frames. The model takes into account hysteretic effects characteristic of structural masonry elements subjected to repeated loading reversals such as stiffness degradation and strength deterioration.

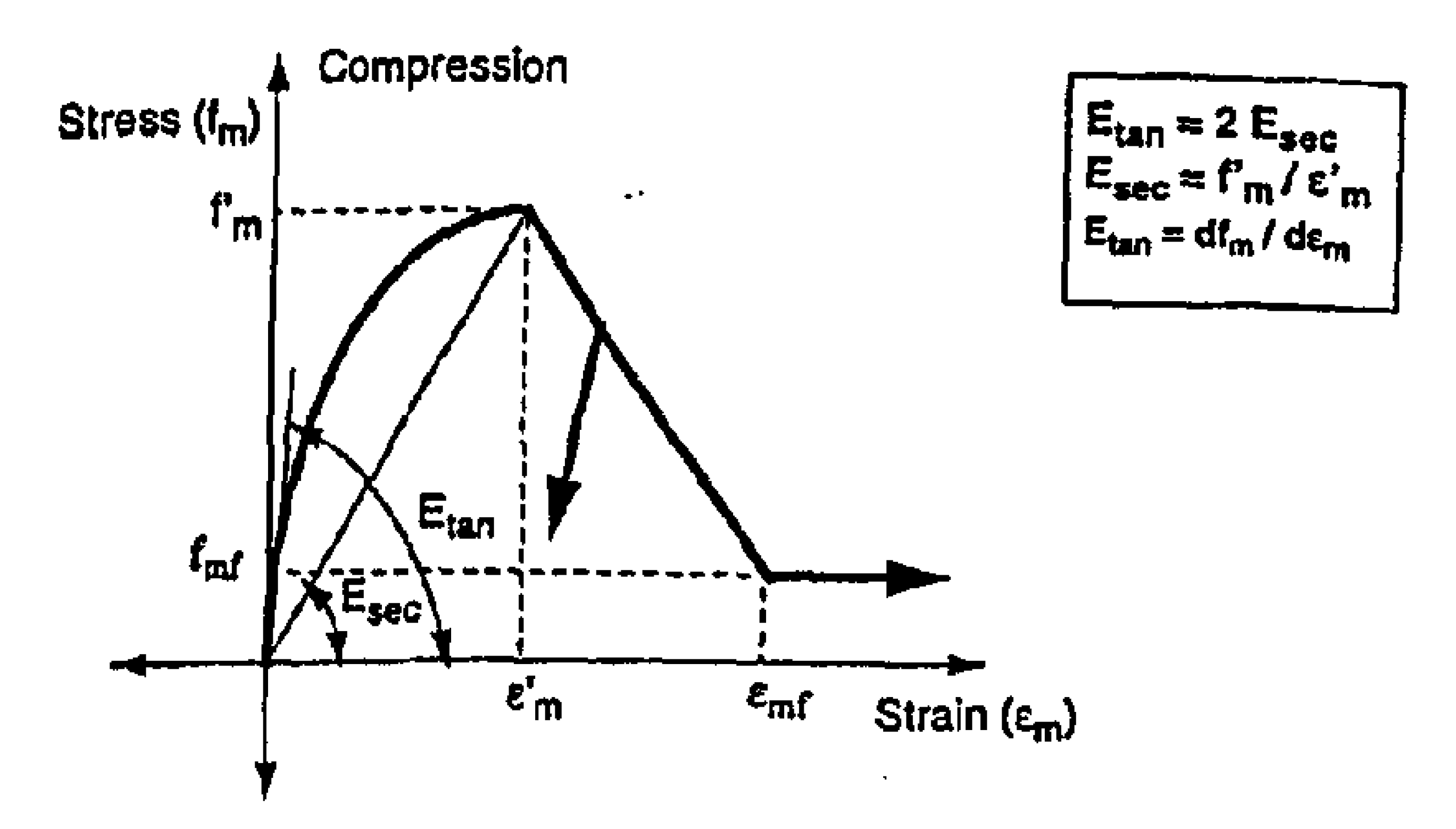


Fig. 1- Constitutive model for masonry

BUILDING DESCRIPTION

A hypothetical seven story residential building, located in zone (3) according to ECP, is considered [9]. The building is a reinforced concrete skeleton structure comprises of columns, solid slabs monolithically cast with drop beams to form a rigid diaphragm. As shown in figure (2), the building consists of a series of identical three - bay frames; each is a 5.0 m wide. Floor height is assumed to be 3.0 m. A reinforced concrete slab of average thickness 12 cm was assumed. In addition, a load intensity of 0.4 t/m^2 was assumed to account for flooring, partitions and beams. The building is originally designed to sustain vertical static loads: i.e. vertical dead and live loads without earthquakes. Beams and columns were dimensioned and reinforced for gravity loads only according to the Egyptian Code for design of Reinforced Concrete Structures, 1995 [10].

Infill properties were assumed to represent the case of weak infill panels. The purpose of such representation is to evaluate the effect of the existence of in filled panels even in its worst case. This case represents many of the in filled panels found in Egypt. Many cases of in filled frames were studied. The two reference cases are; the bare frame and the fully in filled frame (all bays and floors of the frame are in filled). The rest of cases represent in filled panels distributed in different locations and intensities within the frame. Figure (3) summarizes and describes the main cases considered in this study.

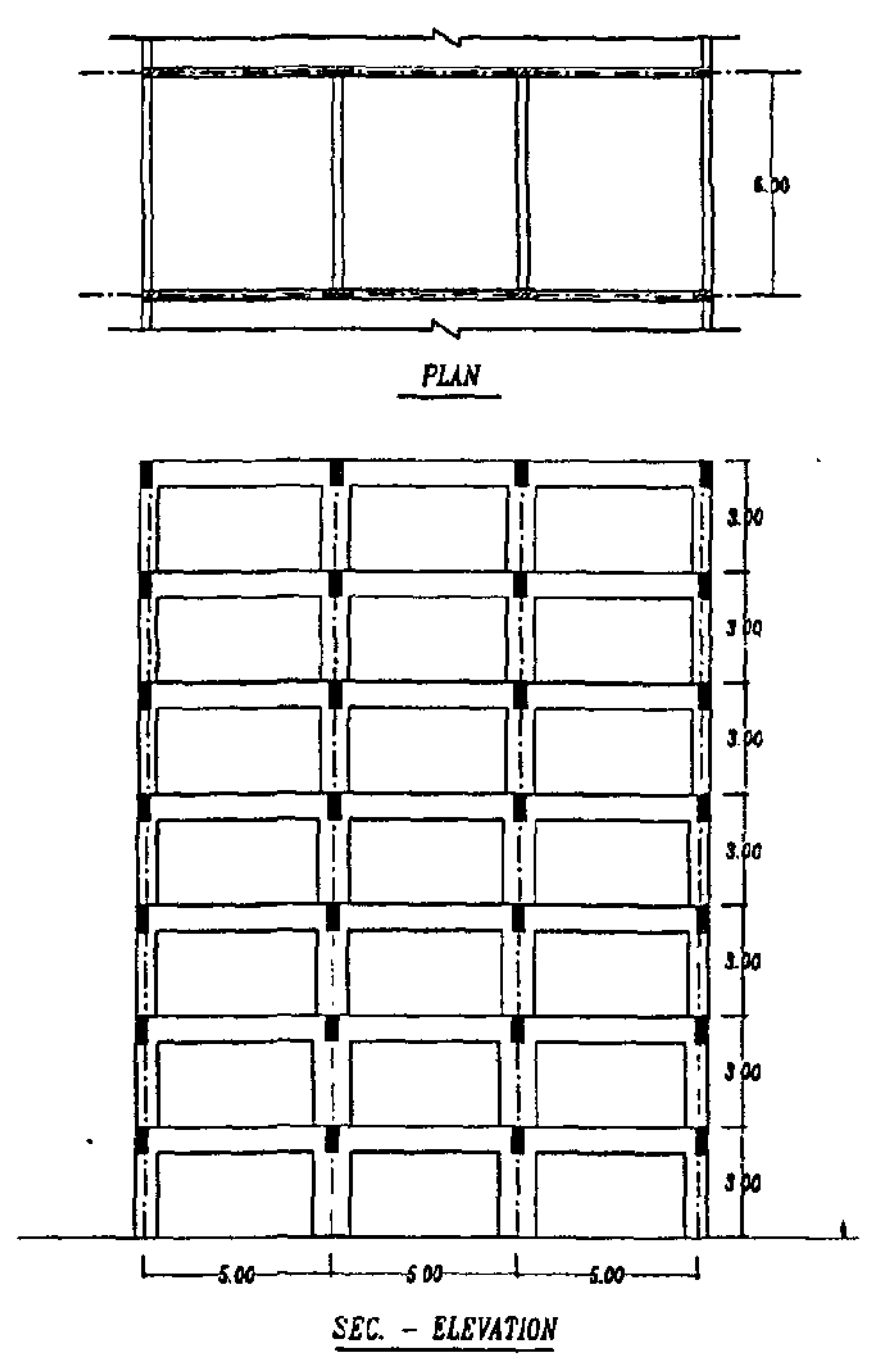


Fig.2- Typical floor plane and section elevation of the model

FREE VIBRATION ANALYSIS

The main factors for any dynamic studies are the masses, stiffness and damping coefficients. To assess these three variables, the natural periods for the model were computed. A damping ratio was assumed to be 3% proportional to both mass and stiffness and assigned for the first two vibration modes. Modal analysis approach was used to identify the eigenvalues (natural periods) and the corresponding eigenvectors (mode shapes). The first three natural periods for the cases previously described are shown in table (1). It is noted that the existence of infill panels affect the natural periods of the frame. In all cases a reduction of the natural period of the structure was found which indicated an increase of the stiffness. The reduction level depends on the intensity and location of in filled panels as follows:

a) In most cases the reduction in the fundamental period of the frame was more significant compared to higher modes of vibration.

b) The existence of one or two in filled panels in the entire frame, regardless of the location, has a very minor effect and can be neglected.

c) For three bay in filled panels at either the first,

ding the effect of infill panels when considering the lateral resistance of reinforced concrete frames. The results were also used to investigate and improve the accuracy of analytical methods used to study the interaction of in filled panels with bounding RC frames. The finite element method was used for analytical studies on in filled RC frames [4,5]. Incremental iterative nonlinear finite element computer programs for the static and dynamic analysis of multistory in filled frames were developed. The most recent experimental research works of masonry were incorporated in FE models.

Simplified methods for lateral resistance of masonry in filled RC frames were also developed and used extensively in analyzing such structures [6]. Analysis and design methods based on the equivalent strut concept to predict the lateral stiffness of the composite frame were suggested. A simple method based on the shear-beam concept was also developed to assess the lateral stiffness of the in filled frames. For the shear stiffness evaluation, only the masonry wall panel was considered with an assumption that shear is uniform across the wall. For the flexural stiffness evaluation, the whole composite action is used.

Many parameters affecting the behavior of in filled RC frames were studied either experimentally or analytically. Examples of these parameters include; a) the effect of relative stiffness of infill bricks to the bounding frame, b) the effect of the geometry and properties of the infill panel, c) the existence of openings within the panel, d) the number of bays and floors of the frame. However, the partial existence of infill panels within RC frame was not reliably considered in the literature. In this study, partial existence of infill panels refer to the existence of infill panels in one or more bays of the frame but not in all frame bays.

RESEARCH SIGNIFICANCE

In spite of the large amount of research found in the literature on the effect of infill panels on the performance of RC frames, the effect of partial existence and the location of in filled panels within the frame was not studied. In addition, the widely found case of weak in filled panels in existing structures has not been considered. It is the purpose of this research to study the effect of these parameters on the seismic performance of RC frames. Using this concept, the possibility of using limited number of strong infill panels to upgrade the seismic performance of RC frames during moderate seismic motion is also considered.

ANALYSIS PROCEDURE

The widely used computer program Idarc-2d [7] is used in this study. The program has advanced capabilities of analyzing two-dimensional RC frames subjected to seismic ground motions. Among these capabilities; A) using a distributed flexibility model in constructing the element stiffness matrix leading to including the effect of spread plasticity. B) modeling of flexure and shear independently leading to separating shear failure of structural elements C) using a non-symmetric trilinear envelope with the ability to model all hysteretic characteristics. D) including an advanced infill panel element as an option in the program.

The infill panel element included in the program uses a smooth hysteretic model that connects two stories in the building [8]. The proposed technique model infill panels as a compression strut. The stress-strain relationship for masonry in compression is idealized using a parabolic function until peak stress is reached, then it is assumed to drop linearly with increasing strains to a small fraction of the peak value, and then remains constant at this value of stress as shown in figure (1). The struts are considered ineffective in tension; however, the combination of both struts provides resistance in both directions of loading. The formulation is using a time rate independent model, which can be used for static nonlinear analyses as well as in dynamic analyses. The suggested approach considers the entire infill panel as a single unit and takes into account only the equivalent global behavior of the infill in the analysis.

The lateral force-deformation relationship for the structural masonry infill panel is assumed to be a smooth curve bounded by a bilinear strength envelope with an initial elastic stiffness until yielding and there on, a postyield degraded stiffness until the maximum force is reached. The analytical formulations for the strength envelope parameters were developed on the basis of the available 'equivalent strut model' for infilled

NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF INFILLED REINFORCED CONCRETE FRAMES

BY

A. El-Nady*, and A. Farahat*

ABSTRACT

Masonry infill panels can be frequently found as interior and exterior partitions in reinforced concrete structures. As they are provided for architectural purposes, their structural effect is usually neglected by designers. Their influence on the seismic performance of reinforced concrete frames that were designed for gravity loads only is studied. Special attention is made to the location and intensity of infill panels as well as its type. A seven story three bay building is considered. The analysis is carried out using the inelastic dynamic analysis computer program Idarc-2d. The infill panel element included in the program uses a smooth hysteretic model that connects two stories in the building. The proposed technique model infill panels as a compression strut. Many cases were investigated, with weak infill panels existing in different locations and intensities within the frame. The study is also extended to include the effect of using strong infill panels in certain locations within the frame on the overall seismic performance.

The results show that the existence of infill panels in RC frames significantly alter its seismic response even for very weak infill panels. Its effect depends on the location and intensity of panels within the RC frame. Using strong infill panels has much more effect than weak panels. Strong infill panels can be used for upgrading of reinforced concrete structures not complying with the seismic requirements for the existing code of design.

Keywords: seismic, nonlinear, reinforced concrete, infilled, frames

INTRODUCTION

Masonry infill panels can be frequently found as interior and exterior partitions in reinforced concrete structures. Since they are mainly considered as architectural elements, they are usually ignored by structural designers, except for their load. However, they tend to interact with RC frames when the structure is subjected to moderate to strong earthquake loads. These RC frames are often gravity load designed only. The nonstructural masonry infill can drastically alter seismic behavior of the in filled frames. Complex interaction between frame and infill makes lateral strength and seismic behavior difficult to quantify, resulting in reliance on experimental research or advanced computer modeling.

Literature survey indicated that research work related to the performance of masonry infilled RC framed structures was focused on certain areas that can be classified based on the approach used, in three main categories; experimental tests, finite element modeling and simplified methods.

Experimental evaluation of seismic performance of masonry in filled RC or steel framed structures is carried out using either shaking table tests or hydraulic actuation to simulate the earthquake motions, or lateral cyclic loads, respectively. Many studies [1-3] were carried on a scaled models under the effect of quasi-static loading or records of actual earthquakes. These studies have identified a number of complicated failure mechanisms that can be possibly caused by the frame-panel interaction. The frame specimens were designed in accordance with current code provisions, and the main emphasis was to examine the in and out of plane resistance of the infill panels. Models were built of two or three stories at maximum. The results obtained confirmed the importance of inclu-

* Assistant Professor, Dept. of Structural Engineering , Cairo University

Table 8 - Effect of number of bays on max. responses and % of change

Case	Max. shear %/W	% of change	Max. displ. %/H	% of change	Max. drift %/H	% of change
1	12.0	100	0.169	100	0.21	100
2	14.8	123	0.173	95	0.23	88
3	18.2	150	0.175	90	0.27	85
4	22.3	185	0.176	80	0.24	81

3. Comparing the hysteresis loops of both structure indicated that the ability of the edge wall to absorb energy is slightly higher than the shear wall at the center.

4. The rigid beam at each floor level is the most recommended case than any other cases of study since it decreases responses

5. The rigid beam characteristics length and inertia have a noticeable effect on responses.

6. According to stage of loading, if the structure did not reach yielding increase ratio between inertia of rigid beam to inertia of beam up to certain ratio equal 3, tends to increase shear and dec-rease displacement and drift.

7. Increase ratio between half length of wall to length of rigid beam increase shear and dec-rease displacement and drift.

8. Increase number of frame bays increase shear and decrease displacement and drift.

REFERENCES

1- Takeda, T., Sozen, M.A. and Nilson, N.N., "Reinforced Concrete Response to Simulate Earthquakes", ASCE, V 96, No. 12, 1970, PP 2557-2573.

2- Fathy, M. A.., "NSAPFW: Nonlinear Seismic Analysis of Frame wall", Cairo University, Struct. Eng. Dept., 1993.

3- Clough, R.W., and Penzien, J., " Dynamics of Structures", McGraw-Hill Inc. (1975).

4- Reinhorn, A . M., Kunnath, S.K., and Panahshahi, N., "Modeling of RC Structure with Flexible Floor Diaphragm (IDARC2)", Technical Report No. NCEER-87-0035, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, N. Y., 1988.

5- Newmark N.M."A Method of Computation for Structural Dynamics", ASCE, Mech. Div., V 85, No. 3,1969, pp 69-86

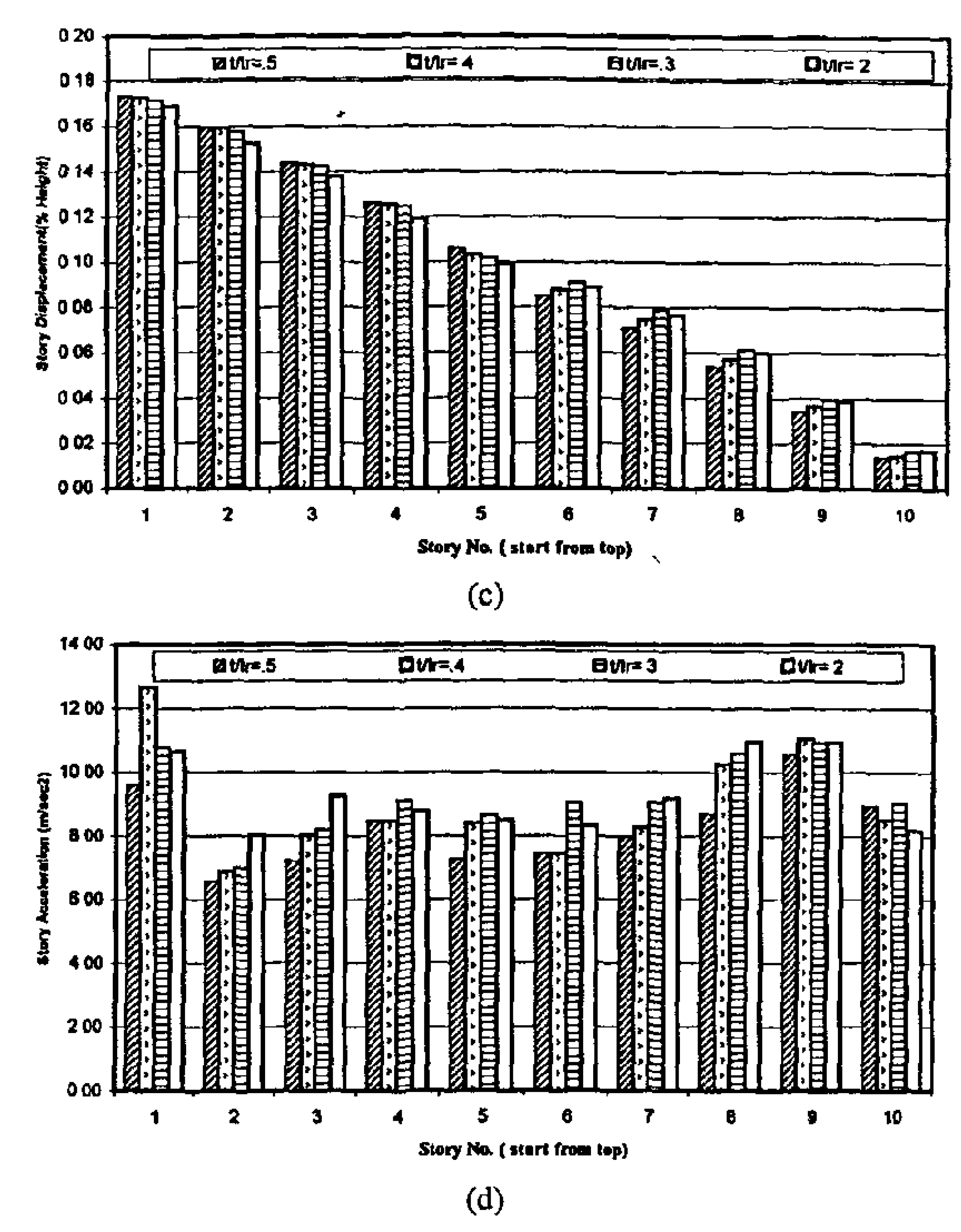


Fig. 12- (cont) Effect of rigid beam span on the response of edge wall structure: Buildings: c) Story displacement; d) Story acceleration

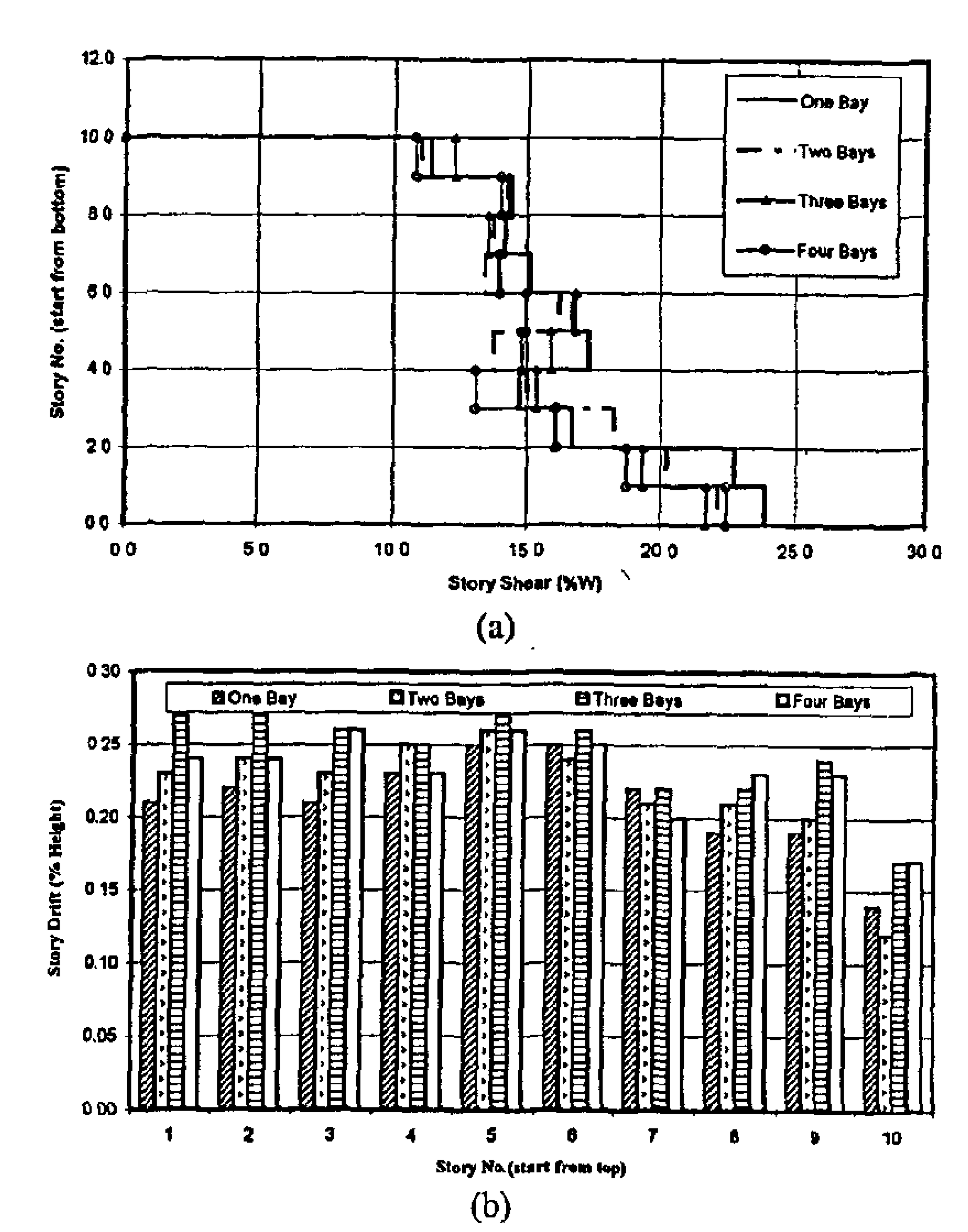


Fig. 13- Effect of number of bays on the response of edge wall structure:
a) Story shear; b) story drift.

(c)

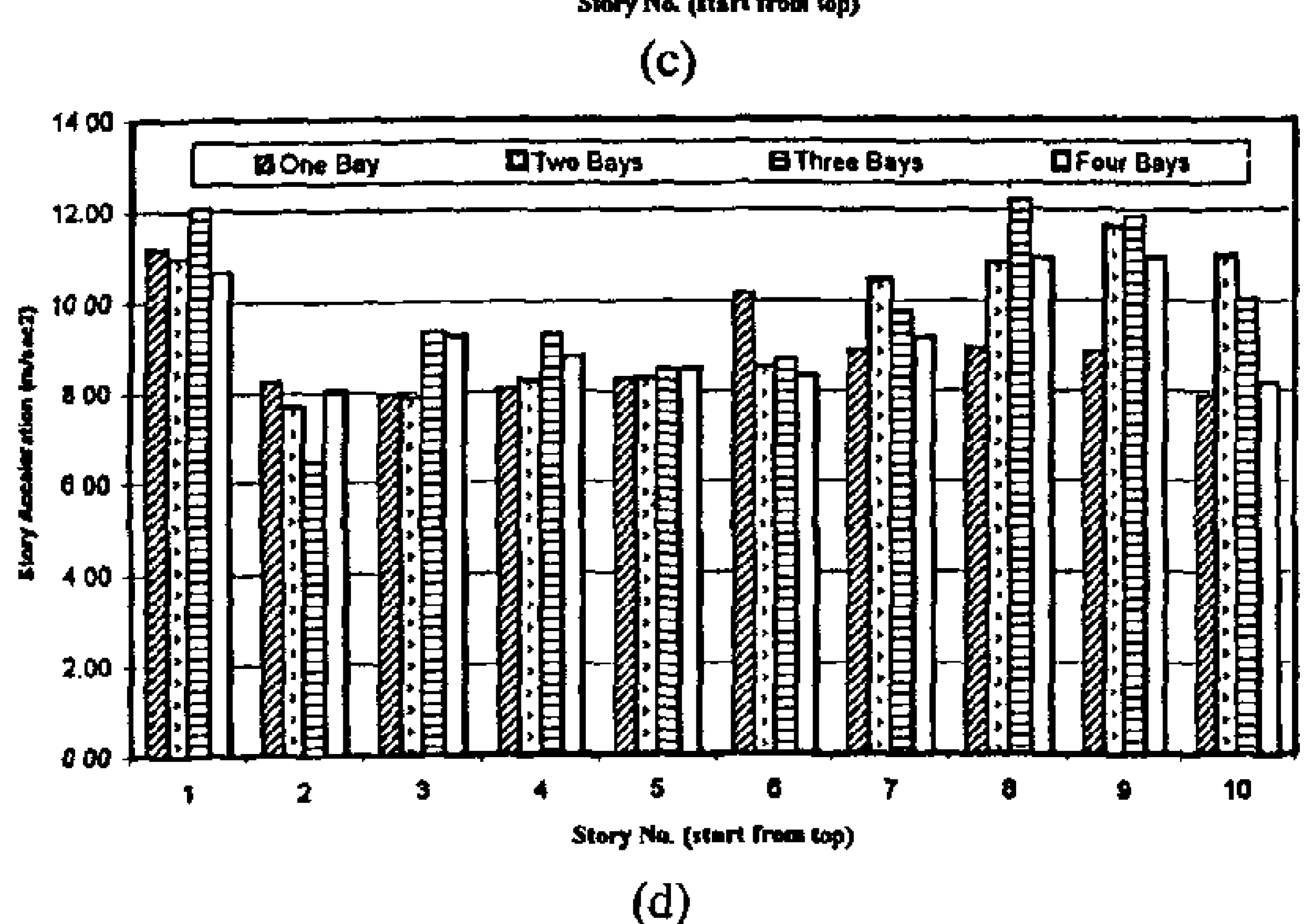


Fig. 13- Effect of number of bays on the response of edge wall structure:
Buildings: c) Story displacement; d) Story acceleration

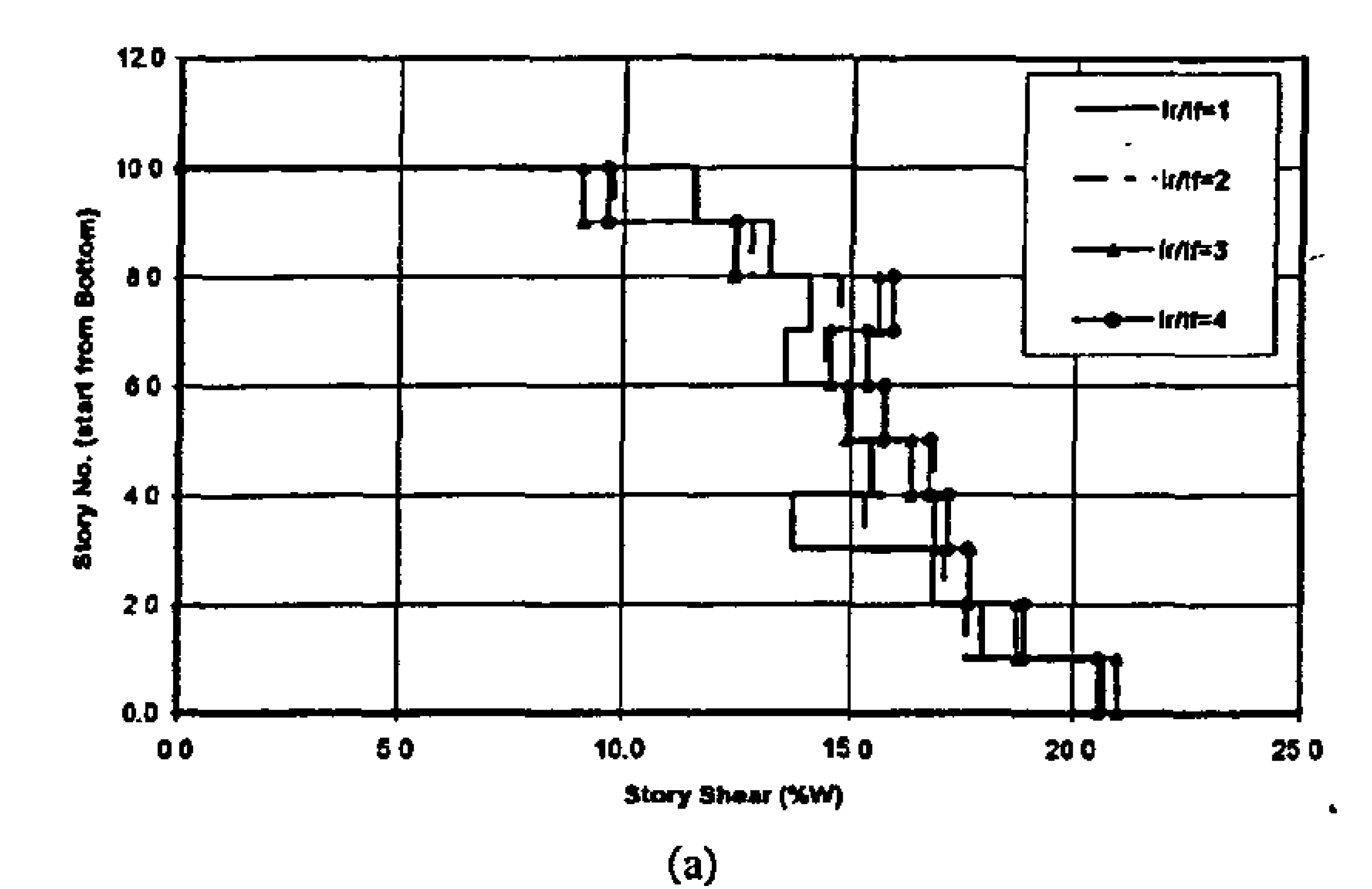
Effect of Number of Bays

The distribution of story shear, story drift, story displacement and story acceleration are shown in Fig. (13). From the results the maximum responses and maximum changes for the different cases are shown in Table 8. The results show that increase in number of bays from 1 to 4 increases shear by 85% and decreases displacement and drift by 20% and 19% respectively.

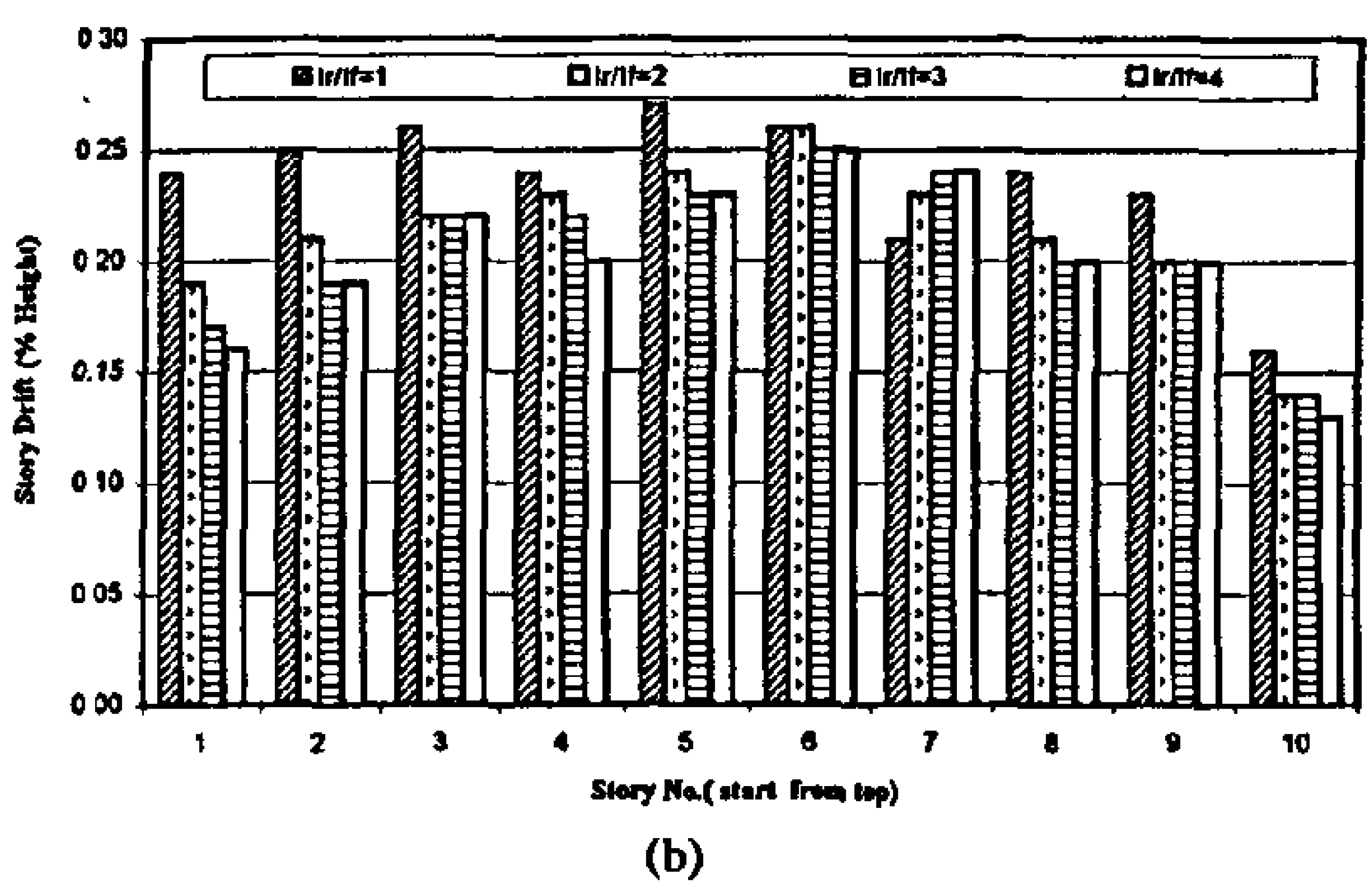
CONCLUSION

Inelastic dynamic analysis of coupled system consists of multibay frame and shear wall connected with rigid beam is introduced. Modeling of different elements is discussed and the analysis was carried out using a computer program. From the results the following conclusions can be introduced.

1. The presence of shear wall at the center or at the edge is necessary to increase the resistance of the structure to lateral loads.
2. Comparing with the shear wall at the edge we notice that the shear wall at middle decreases drift, increases displacement and the base shear is nearly equal for the two locations.

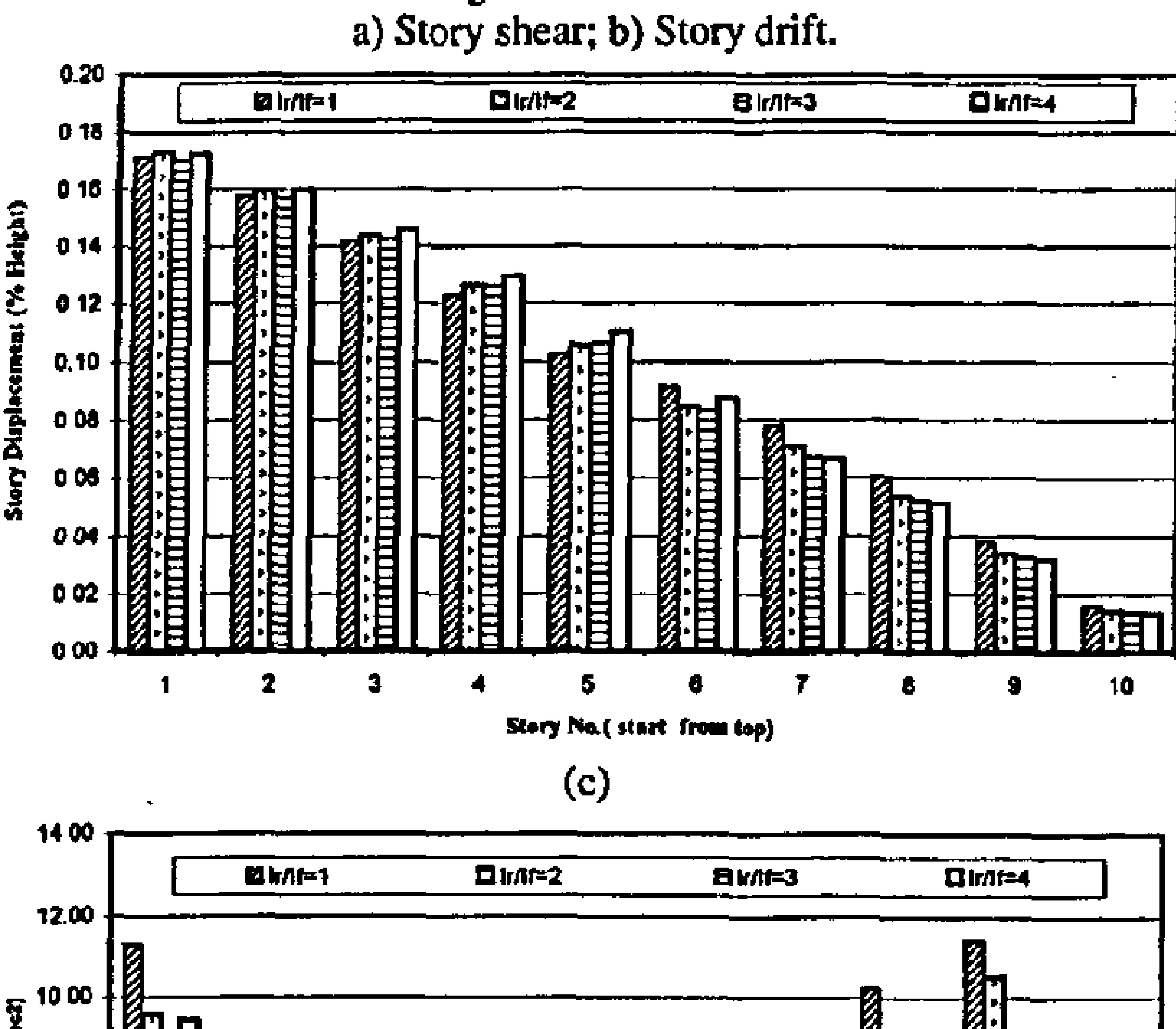


(a)

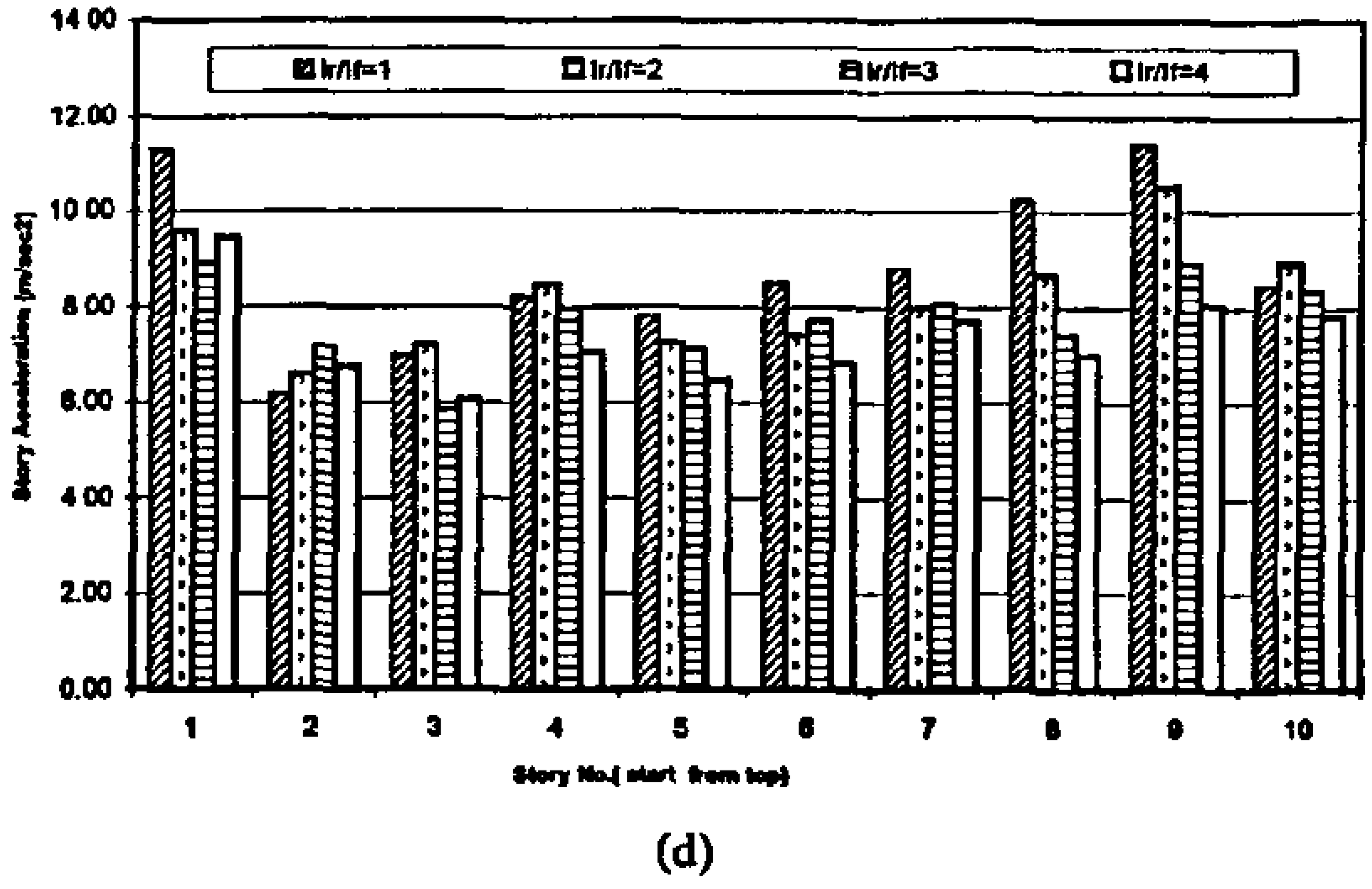


(b)

Fig. 11- Effect of rigid beam relative stiffness on the response of edge wall structure:
a) Story shear; b) Story drift.



(c)



(d)

Fig. 11- (cont) Effect of rigid beam relative stiffness on the response of edge wall structure:
Buildings: C) Story displacement; D) Story acceleration

Table 6 - Effect of ratio between inertia of rigid beam to inertia of beam on max. responses and % of change

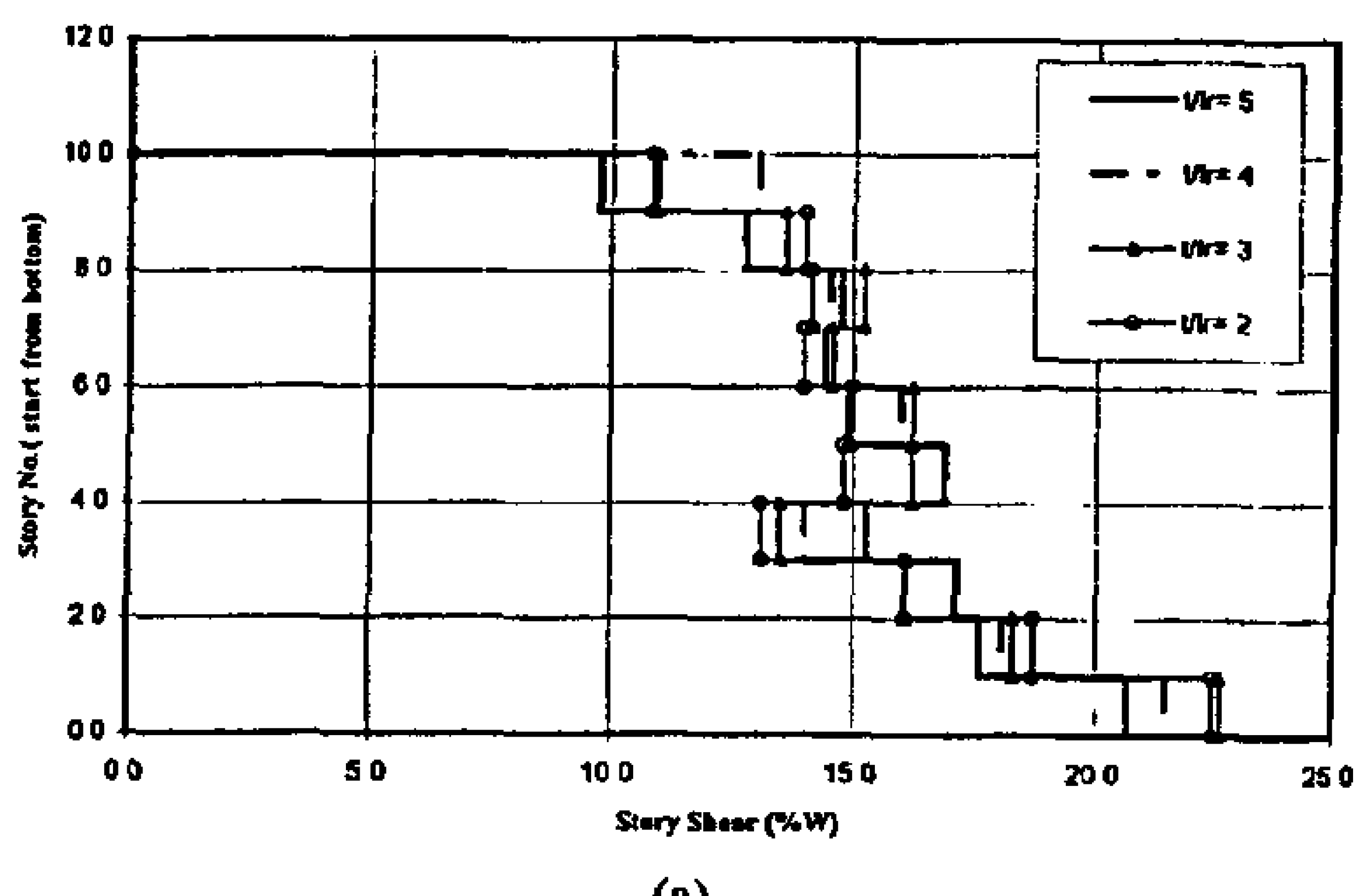
Case	Max. shear %/W	% of change	Max. displ. %/H	% of change	Max. drift %/H	% of change
Ir/ If 1	20.5	100	0.176	100	0.275	100
2	20.9	102	0.173	98	0.26	94
3	21.6	105	0.17	97	0.25	90
4	20.5	100	0.175	99	0.25	90

Effect of Ratio of Half Length of Wall to the Length of Rigid Beam

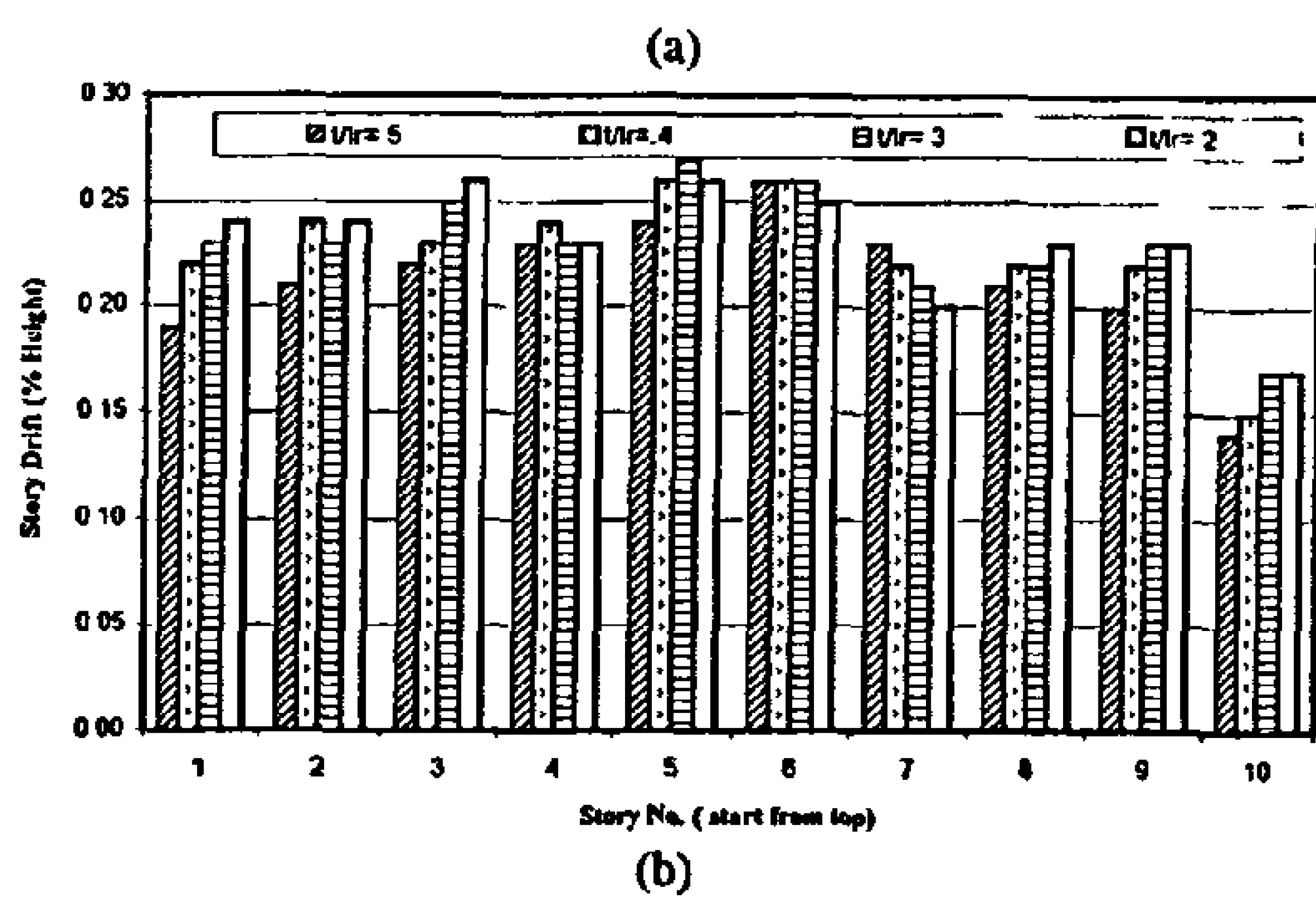
The distribution of story shear, story drift, story displacement and story acceleration are shown in Fig. (12). From the results the maximum responses and maximum change for the different cases are shown in Table (7), the results, show that decrease in ratio t/Lr from 0.5 to 0.2 decreases, base shear10% but increases displacement and drift by 14% and 16%.

Table 7- Effect of ratio of half length of wall to the length of frame on max. responses and % of change

Case	Max. shear %/W	% of change	Max. displ. %/H	% of change	Max. drift %/H	% of change
0.5	22.8	100	0.202	100	0.28	100
0.4	22.5	98	0.193	105	0.27	104
0.3	21.3	93	0.184	110	0.25	112
0.2	20.5	90	0.175	114	0.24	116



(a)



(b)

Fig. 12- Effect of rigid beam span on the response of edge wall structure: a) Story shear; b) Story drift.

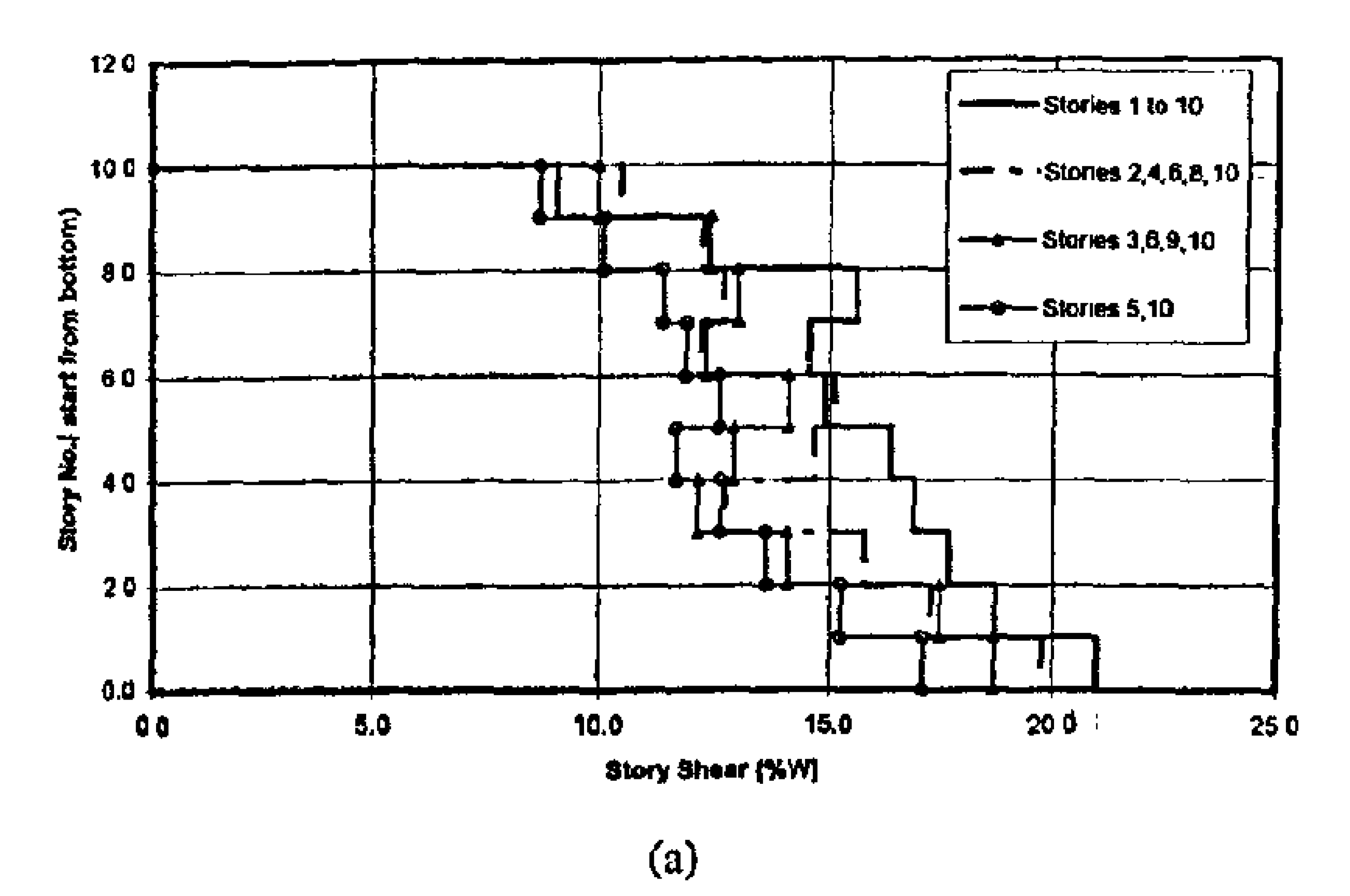
Table 4- Effect of wall location on max. responses and % of change

Case	Max. shear %/W	% of change	Max. displ. %/H	% of change	Max. drift %/H	% of change
*Shear wall at the edge	23.2	100	0.175	100	0.275	100
Shear wall at the middle	23.8	103	0.162	92	0.23	84

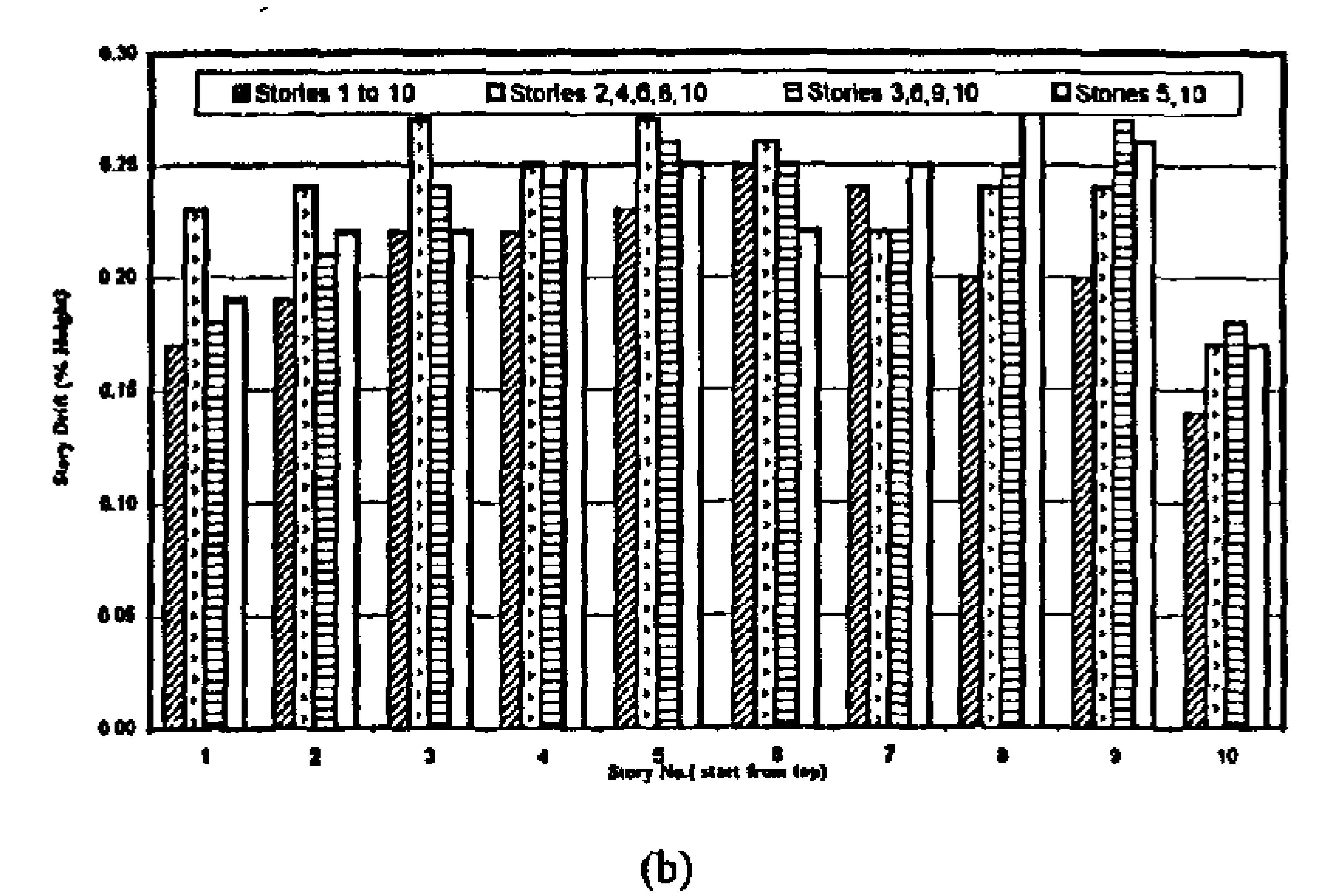
* original case
% of change = case / original x 100

Effect of Presence of Rigid Beam

The distribution of story shear, story drift, story displacement and story acceleration are shown in Fig. (10). From the results the maximum responses and maximum changes for the different cases are shown in Table 5 comparing with the rigid beam is present in all stories we notice that the story shear decrease by 22%, the maximum displacement increase by 28% and max drift increase by 40% and this occurred in case the rigid beam in the 5th and 10th story.



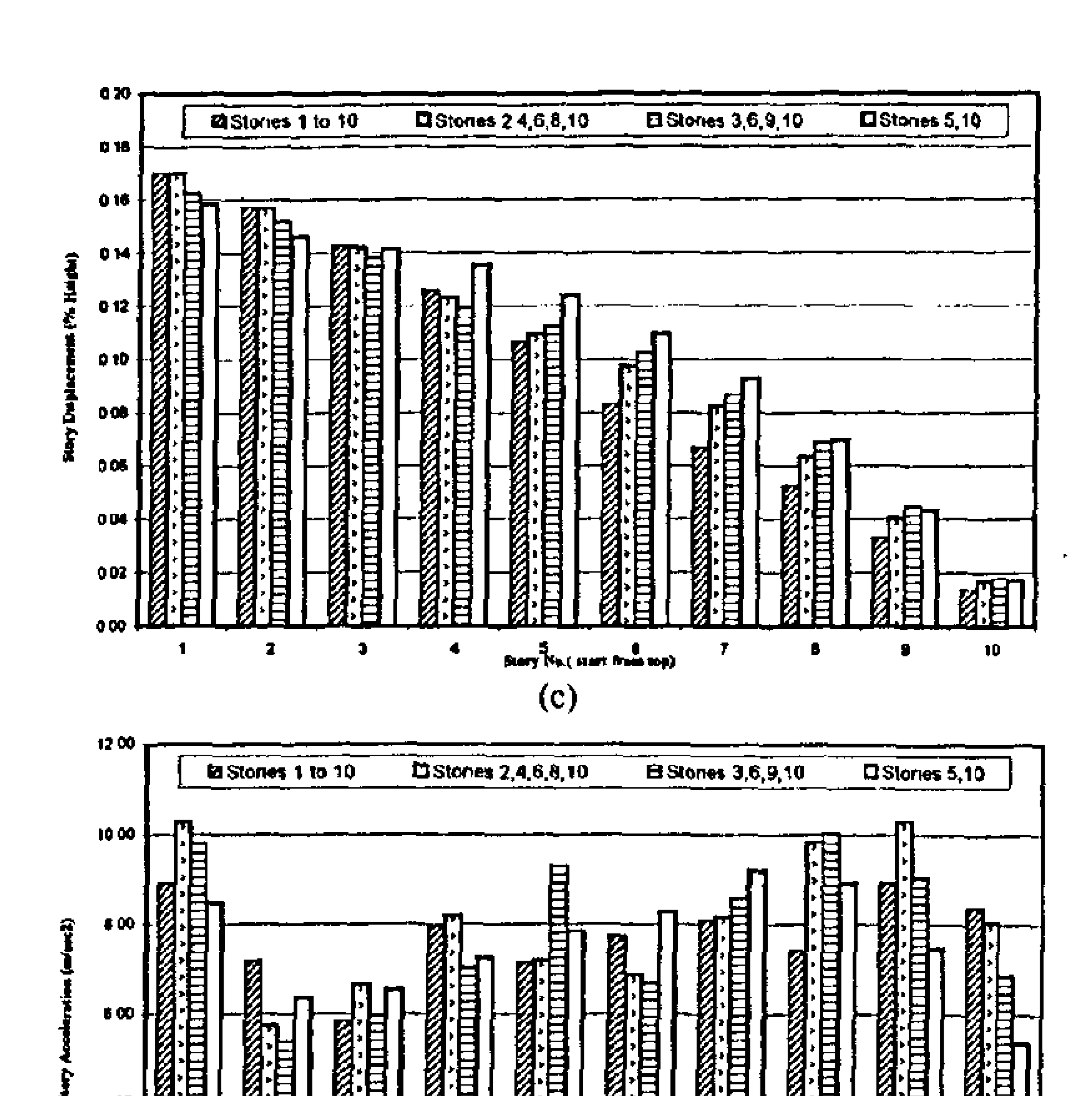
(a)



(b)

Fig. 10- Effect of rigid beam presence on the response of edge wall structure:

a) Story shear. b) Story drift



(c)

(d)

Fig. 10- (cont) Effect of rigid beam presence on the response of edge wall structure:
Buildings: c) Story displacement; d) Story acceleration.

Table 5 - Effect of presence of rigid beam on max. responses and % of change

Case	Max. shear %/W	% of change	Max. displ. %/H	% of change	Max. drift %/H	% of change
*Rigid beam in stories 1 to 10	21	100	0.17	100	0.225	100
Rigid beam in stories 2,4,6,8,10	19.8	97	0.185	108	0.28	124
Rigid beam in stories 3,6,9,10	17.8	84	0.192	113	0.24	107
Rigid beam in stories 5,10	16.5	78	0.218	128	0.22	140

Effect of Ratio Between Inertia of Rigid Beam to Inertia of Frame Beam

The distribution of story shear, story drift, story displacement and story acceleration are shown in Fig. (11). From the results the maximum responses and maximum change for the different cases are shown in Table 6. From the results we notice that increase stiffness of rigid beam relative to beam increase structure stiffness, comparing with the ratio = 1.0 the base shear increases by 5%, story displacement and story drift decrease by 3%, 10% and the lateral displacement is slightly change for the cases study.

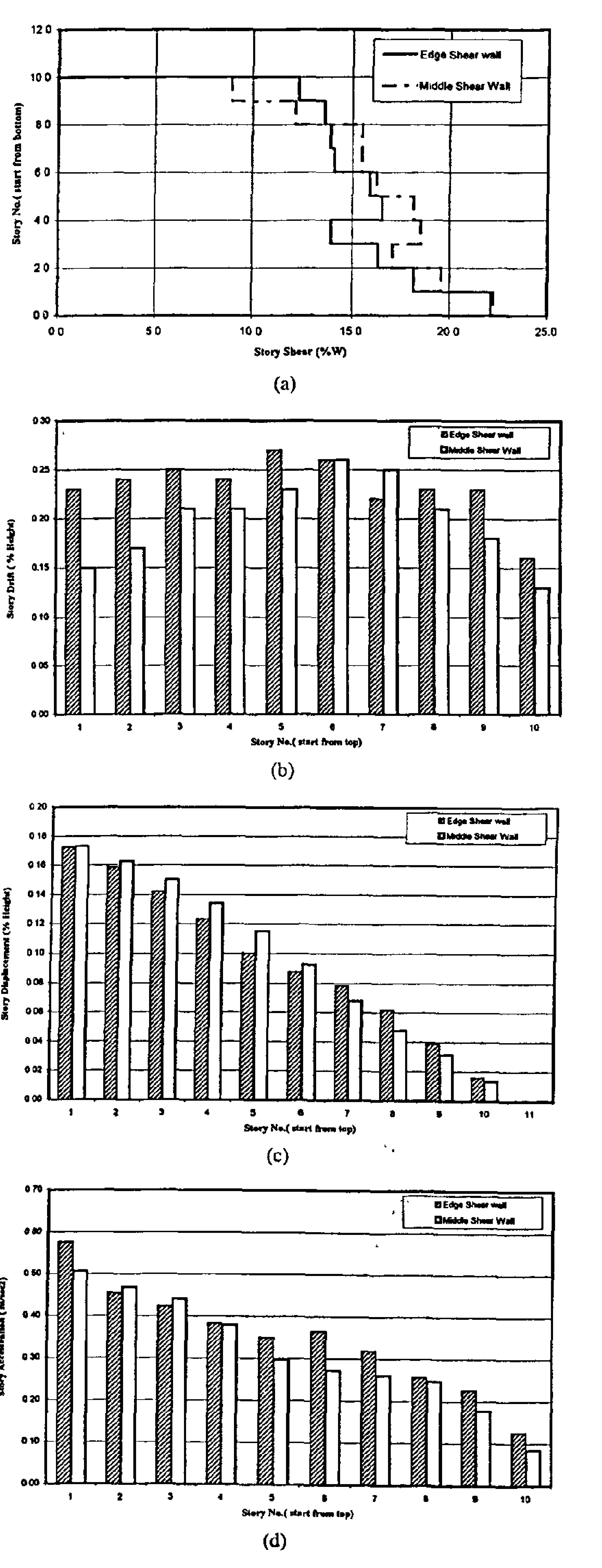
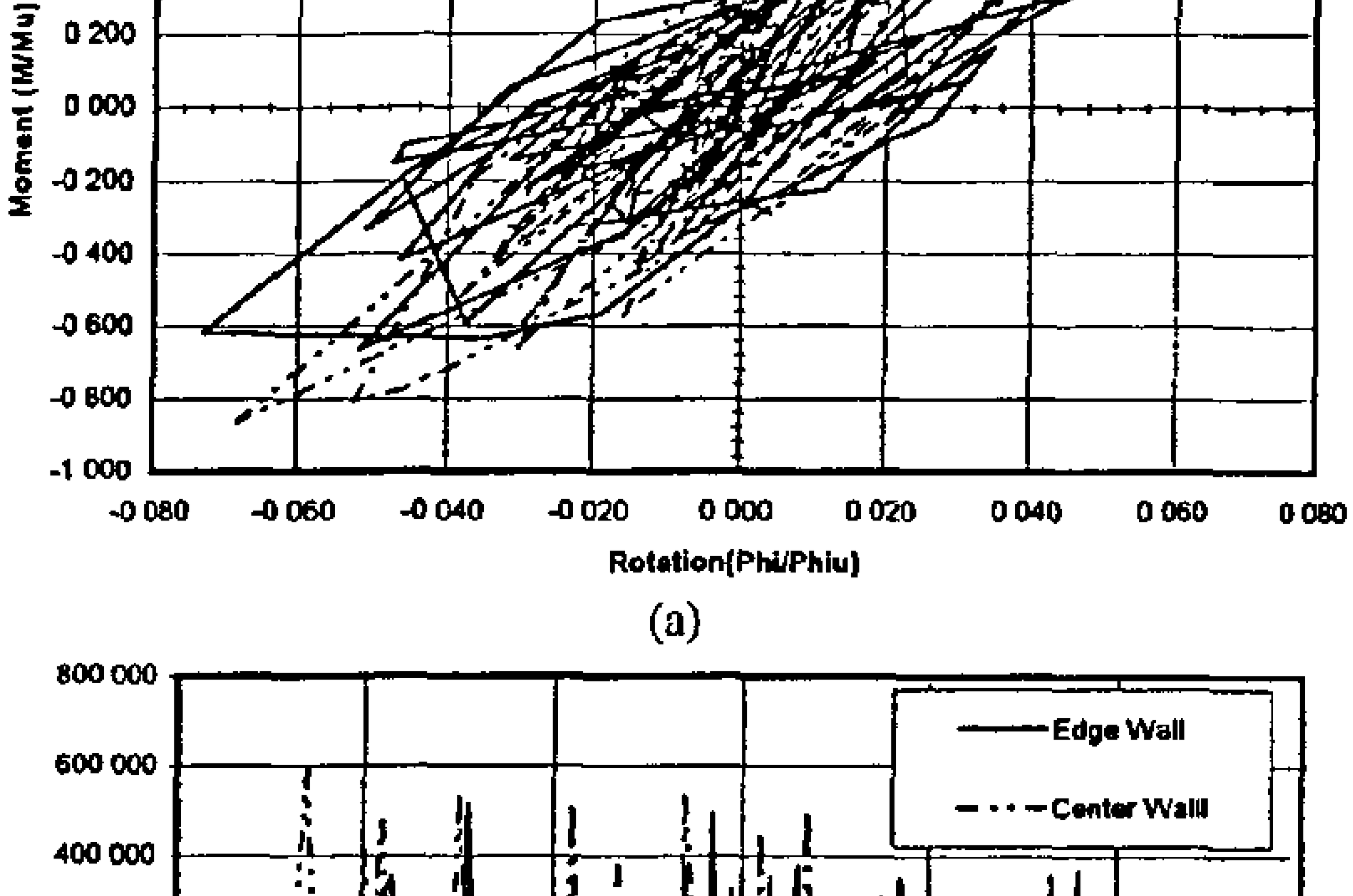


Fig. 7- Effect of shear wall location on the structural response:
a- Story shear b- Story drift.
c- Story displacement d- Story acceleration



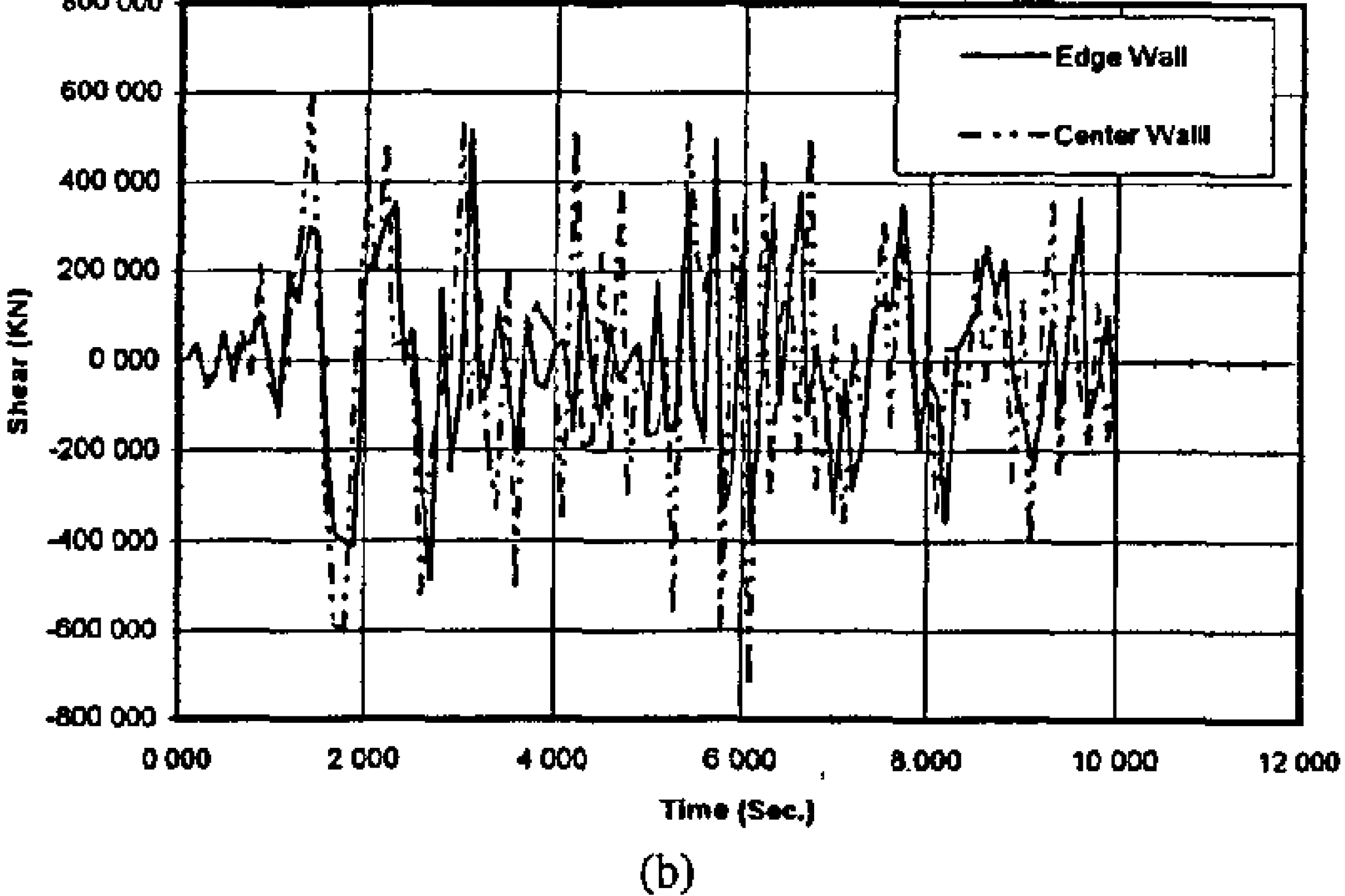


Fig. 8- Effect of shear wall location on the first story shear wall response: A) Hysteresis loop; b) Time history

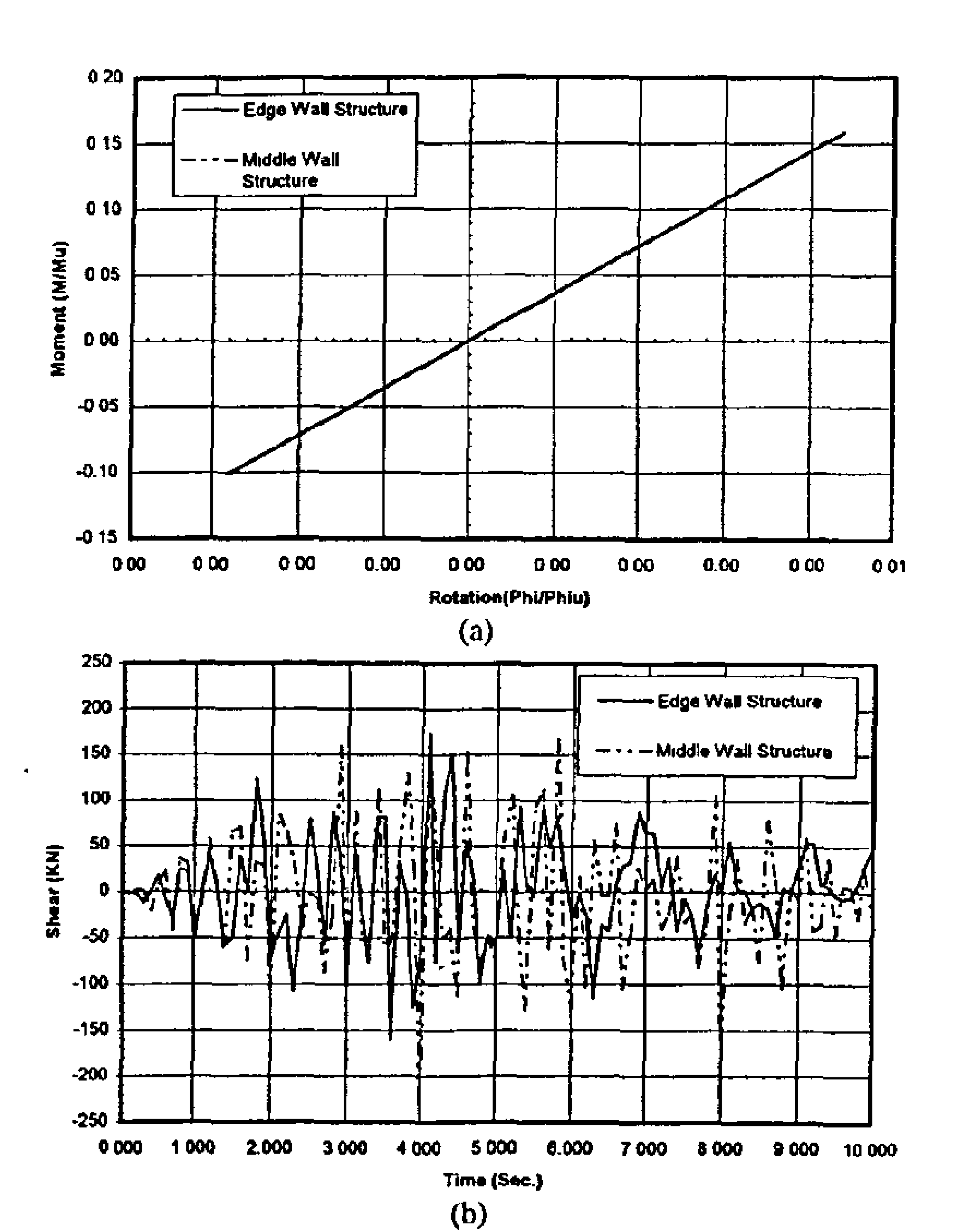
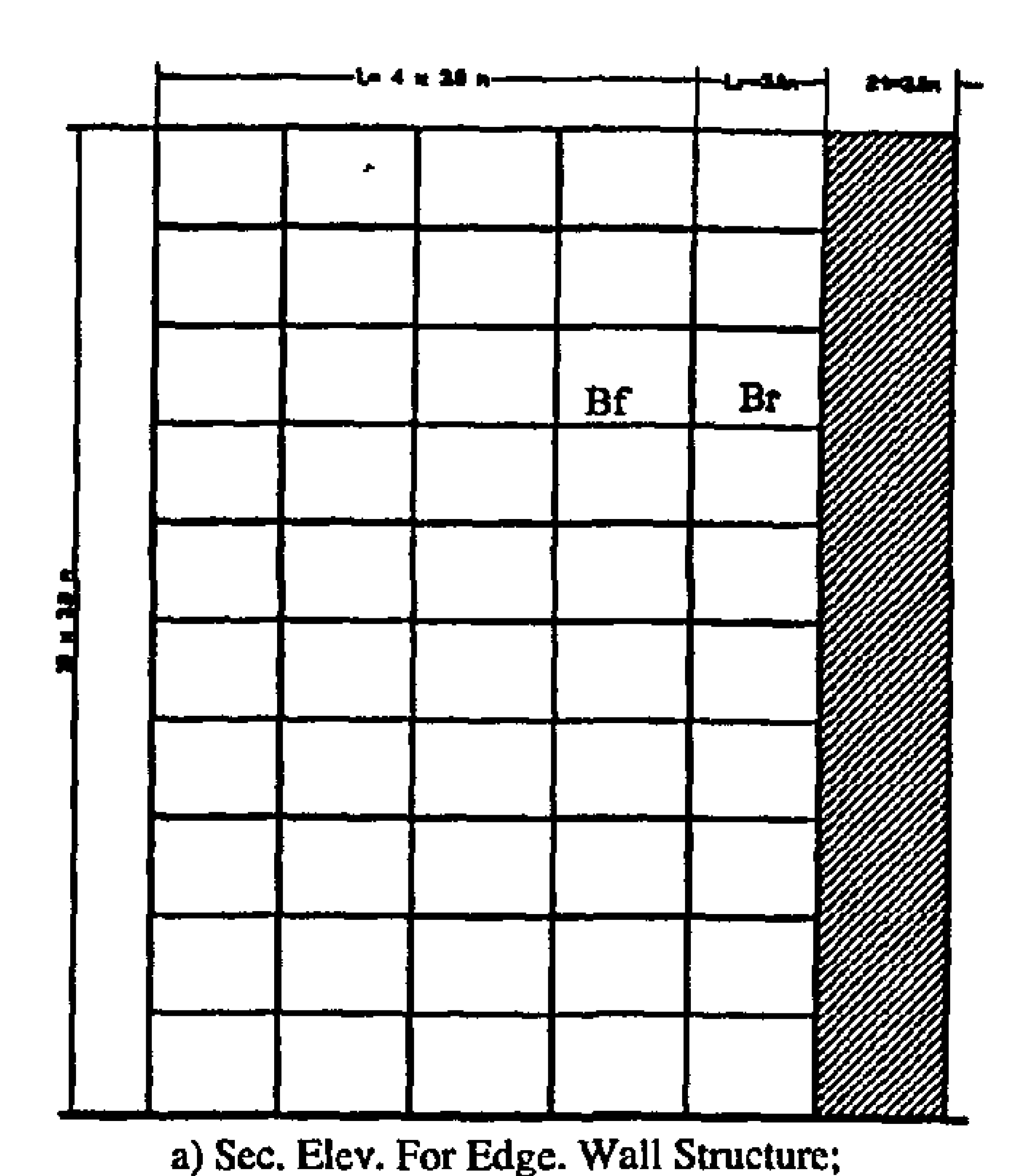
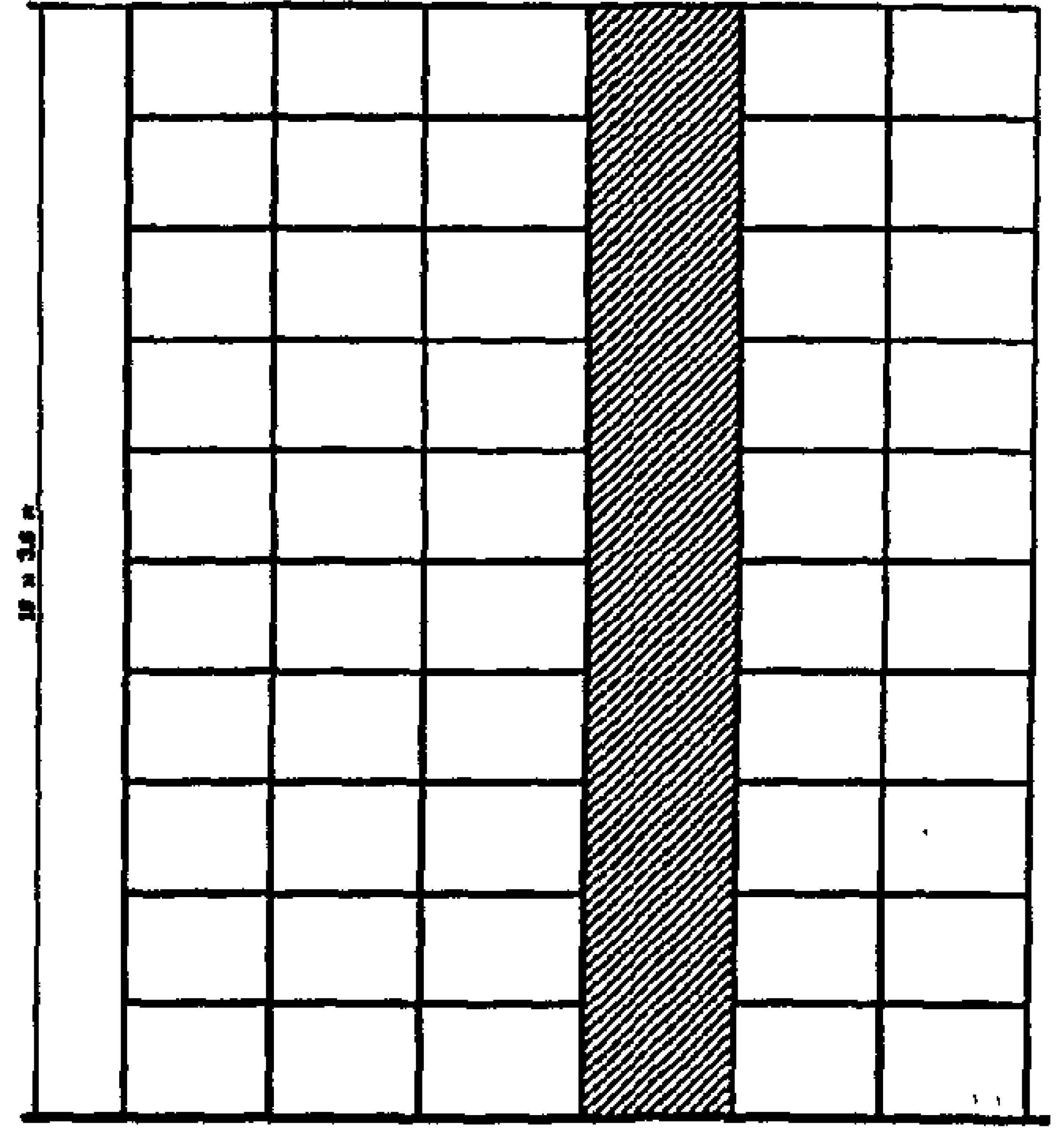


Fig. 9- Effect of shear wall location on the tenth story shear wall response: A) Hysteresis loop; b) Time history



a) Sec. Elev. For Edge. Wall Structure;
Fig. 6 Configuration and elements details of ten-stories edge wall structure



B) Sec. Elev. For Middle Wall Structure

Symbols
Lf = Span of frame bay (Default = 3.0 m)
Lr = Span of rigid beam (Default = 3.0 m)
2t = Depth of shear wall (Default = 3.0 m)
Br = Rigid beam
Bf = Frame beam
n = No. of frame bays

Fig. 6 cont. Configuration and elements details of ten-stories middle wall structure

Table 1- Elements Cross Sections and Reinforcement

Type	Cross section Properties		
	Dimensions	Reinf.	Stirups
Columns	0.40 x 0.40	10 Φ 16	7 Φ 8/m
Shear walls	0.2 x 3.0 m	Mv = 0.7%	Mh = 0.4%
Frame Beam	0.25 x 0.70	4 Φ 16	6 Φ 8/m
Rigid Beam	0.25 x 1.0	5 Φ 16	6 Φ 8/m

The parameters index is shown in Table 2 and the designation of the cases study are shown in Table 3.

Table 2- Parameters index

Parameter	Index
Shear wall at the edge of the structure	Edge wall
Shear wall at the middle of the structure	Middle wall
Presence of rigid beam	P.R.B
Ratio between inertia of rigid beam to inertia of frame beam	Ir / If
Ratio of half length of wall to the length of rigid beam	t/Lr

Table 3 - Designation of the cases study

Parameter \ Case	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
Effect of wall location	Edge wall	Middle wall		
Effect of presence of rigid beam	Rigid beam in stories 1 to 10	Rigid beam in stories 2,4,6,8,10	Rigid beam in stories 3,6,9,10	Rigid beam in stories 5,10
Effect of ratio between inertia of rigid beam to inertia of beam	1	2	3	4
Effect of a ratio of half length of wall to the length of rigid beam.	0.5	0.4	0.3	0.2
Effect of number of frame bays.	1	2	3	4

DISCUSSION OF RESULTS

The output results include the distribution of story shear, story drift, story displacement, story acceleration, moment-rotation and time history of shear. The results are shown in Figures and Tables as follows:

Effect of Wall Location

The distribution of story shear, story drift, story displacement and story acceleration are shown in Fig.(7). The distribution of moment-rotation and shear time history for the first and tenth story are shown in Figs. (8 & 9). From the results the maximum responses and maximum change for the different cases are shown in Table 4., from the results we notice that the location of shear wall controls the structure responses. Comparing with the edge wall we notice that the middle wall decrease displacement and drift by 8% and 16% respectively but increase story shear by 3%. Comparing the hysteresis loops of both structure indicate that the ability of the edge wall to absorb energy is slightly higher than the shear wall at the middle.

$$[R_w]=\begin{bmatrix} +\frac{1}{L} & +\frac{1}{L} \\ 1 & 0 \\ -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (17)$$

The axial deformation is considered in the same way of column element. The propertie of shear wall are calculated using fiber model. The fibers at the ends of wall cross-section are chosen at closer mesh than inner fiber as inelastic strains are expected to be significant as shown in Figure 5.

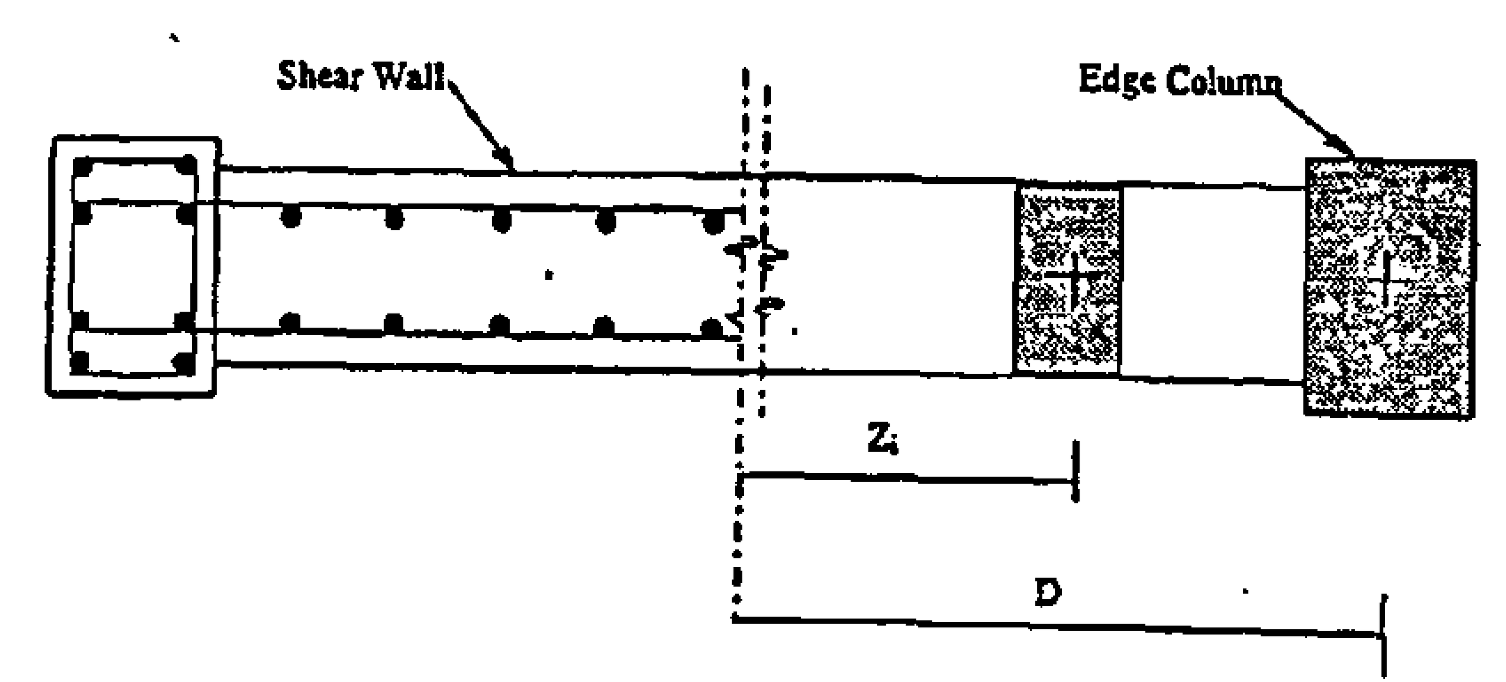


Fig. 5 Shear wall fiber formation and distribution

Equation of Motion and Numerical Solution

The equation of motion of the system is

$$[M]\{\Delta \ddot{u}\}+[C]\{\Delta \dot{u}\}+\{R(u_t)\}=\{\Delta F(t)\} \quad (18)$$

where

[M] is lumped mass matrix.
[C] is viscous damping matrix.
$\{R(U_t)\}$ is restoring force vector at the start of time step.
$\{F(t)\}$ is effective incremental load vector.
U is the relative displacement.

The solution of the above equation is accomplished by a direct step by step integration proce-

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}=\{\dot{u}\}_t+\Delta_t[(1-\delta)\{\ddot{u}_t\}+\delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \quad (19)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t}=\{u\}_t+\Delta t\{\dot{u}\}_t+\Delta t^2\,[(\frac{1}{2}-\beta)\ \{\ddot{u}\}_t+\beta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \quad (20)$$

Assume constant average acceleration where $\delta = 1/2$ and $\beta = 1/4$, in equation it is possible to solve for incremental displacement at the current time step as:

$$\{\Delta\dot{u}\}_{t+\Delta t}=\frac{\Delta t}{2}\ \{\ddot{u}\}_t+\frac{2}{\Delta t}\ \{\Delta u\}_{t+\Delta t}-2\{\dot{u}\}_t-\Delta t\{\ddot{u}\}_t \quad (21)$$

$$\{\Delta\ddot{u}\}_{t+\Delta t}=\frac{4}{(\Delta t)^2}\{\Delta u\}_{t+\Delta t}+\frac{4}{\Delta t}\{\dot{u}\}_t-2\{\ddot{u}\}_t \quad (22)$$

$$\{\Delta u\}_{t+\Delta t}=[K^*]\ \{\Delta F^*\}_{t+\Delta t} \quad (23)$$

where

K^*, ΔF^* are equivalent dynamic stiffness and load vector calculated from the equation:

$$[K^*]=\frac{4}{\Delta t^2}\ [M]+\frac{2}{\Delta t}\ [C]+[K] \quad (24)$$

$$\{AF^*\}=\{\Delta F\}_{t+\Delta t}+(\frac{4}{\Delta t^2}\ [M]+2\ [C])\ \{\dot{u}\}_t+2[M]\{\ddot{u}\}_t \quad (25)$$

The acceleration, velocity could be computed as a function of displacement at time step t. As a result of changing the structure properties from time steps to others, corrected unbalance force AR must be made due to the stiffness change from time step to t+ At as in equation.

$$\{AR\}=\{R\}_{t+1}-\{R\}_t \quad (26)$$

where

$\{R\}_{t+1}$ is force vector assume new stiffness
$(R\}_t$ is force vector assume current stiffness

This corrective force is then applied at the next time step of analysis. Although this technique is conservative but it satisfies specially for large structure.

Study Cases

The study cases used in the analysis include two structure systems. The first is multibay frame with shear wall at the edge and the second the shear wall at the middle. The geometrical properties and details of sections are shown in Fig. (6) and Table (1) the cases studied included the effect of the following parameters:

- Effect of wall location
- Effect of presence of rigid beam
- Effect of ratio between inertia of rigid beam to inertia of beam
- Effect of a ratio of half length of wall to the length of rigid beam.
- Effect of number of frame bays.

The stiffness equation relating to the moment and rotation only is:

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_a \\ \Delta M_b \end{Bmatrix} = [K_s] \begin{Bmatrix} \Delta \theta_a \\ \Delta \theta_b \end{Bmatrix} \quad (3)$$

where

$$[K_s] = [\hat{L}][k'][\hat{L}]^T \quad (4)$$

[k'] is the inverted flexibility matrix.

As shown in Figure 2a, the stiffness matrix definition [Kb], the stiffness equation of beam elements is:

$$\begin{Bmatrix} Y_a \\ M_a \\ Y_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [M_b] \begin{Bmatrix} V_a \\ \theta_a \\ V_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (5)$$

where

$$[K_b] = [R_B][K_s][R_B]^T \quad (6)$$

$$[R_B] = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 1 & 0 \\ +\frac{1}{L} & +\frac{1}{L} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (7)$$

The distribution of flexibility is assumed to be linear as shown in Figure 2 c to simplify the moment-rotation relation. The details of formulation are mentioned in IDARC2 [4].

Column Elements

Column elements are modeled in the same behavior similar to beam element in addition to one-dimensional spring included to account for the effect of axial deformation. Columns with beams form a vertical plane parallel to load direction. The elements DOF and model are shown in Figure 3. The stiffness equation of column in the form of moment and shear is:

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ M_a \\ X_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [K_c] \begin{Bmatrix} U_a \\ \theta_a \\ U_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (8)$$

where

$$[K_C] = [R_C][K_s][R_C]^T \quad (9)$$

$$[K_S] = [\hat{L}][K'][\hat{L}]^T \quad (10)$$

$$[R_C] = \begin{bmatrix} +\frac{1}{L} & +\frac{1}{L} \\ 1 & 0 \\ -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (11)$$

The interaction between bending moment and axial load is not considered in equation. The axial force deformation relation for the resulting elastic spring is:

$$\begin{Bmatrix} Y_a \\ Y_b \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} +1 & -1 \\ -1 & +1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_a \\ V_b \end{Bmatrix} \quad (12)$$

The details of formation of element properties are mentioned in IDARC2 [4] assuming axial and symmetric cross section properties. The effect of rigid zone on flexibility matrix as mentioned before in beam model.

Shear Wall

Shear wall elements are modeled with or without edge columns. The modeling of shear wall composed of two springs connected in series, shear spring and flexural spring as shown in Figure 4a. The flexibility matrix [k] is the summation of both flexibilities.

$$[k] = L \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} + \frac{1}{GAL} \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

where the values of f_{ij} depend on position of contraflexure point. In similar manner applied to column and beam elements, the stiffness matrix $[K_w]$ of shear wall can be obtained.

$$\begin{Bmatrix} X_a \\ M_a \\ X_b \\ M_b \end{Bmatrix} = [k_w] \begin{Bmatrix} U_a \\ \theta_a \\ U_b \\ \theta_b \end{Bmatrix} \quad (14)$$

where

$$[K_w] = [R_w][K_s][R_w]^T \quad (15)$$

$$[K_s] = [\hat{L}][K'][\hat{L}]^T \quad (16)$$

elements is based on the following assumptions.

- The mass of the system is lumped at the nodal points.
- The degrees of freedom per each element are shown in Fig. 2 to 4.
- Shear deformations are included in beams and columns elements.
- The three-parameter models are used to estimate the behavior of each element under reversed loads.
- The effect of axial-flexural interaction on the ultimate moment of section is considered.
- The effects of floor diaphragm flexibility are not considered.
- The rigid zones are considered for beam and column elements.
- The elements are considered to follow a bilinear hysteresis loop. The two component elements suggested by Clough et al., [3] are considered to include the effect of finite member width. This is done by incorporating rigid zone of variable length at each node of the elements.

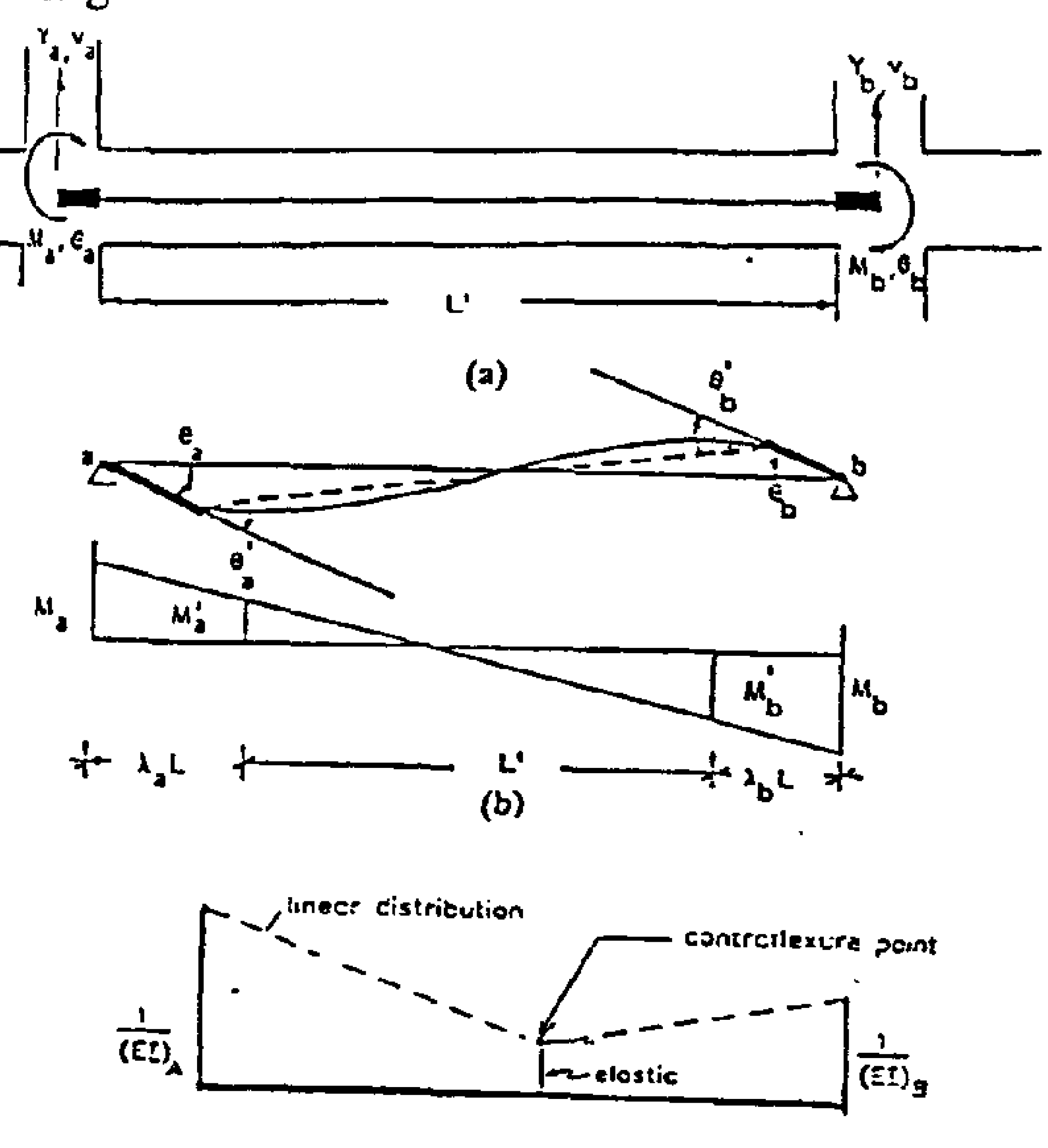


Fig. 2- Beam modeling a) degrees of freedom ; b) rigid zone effect; c) flexibility distribution.

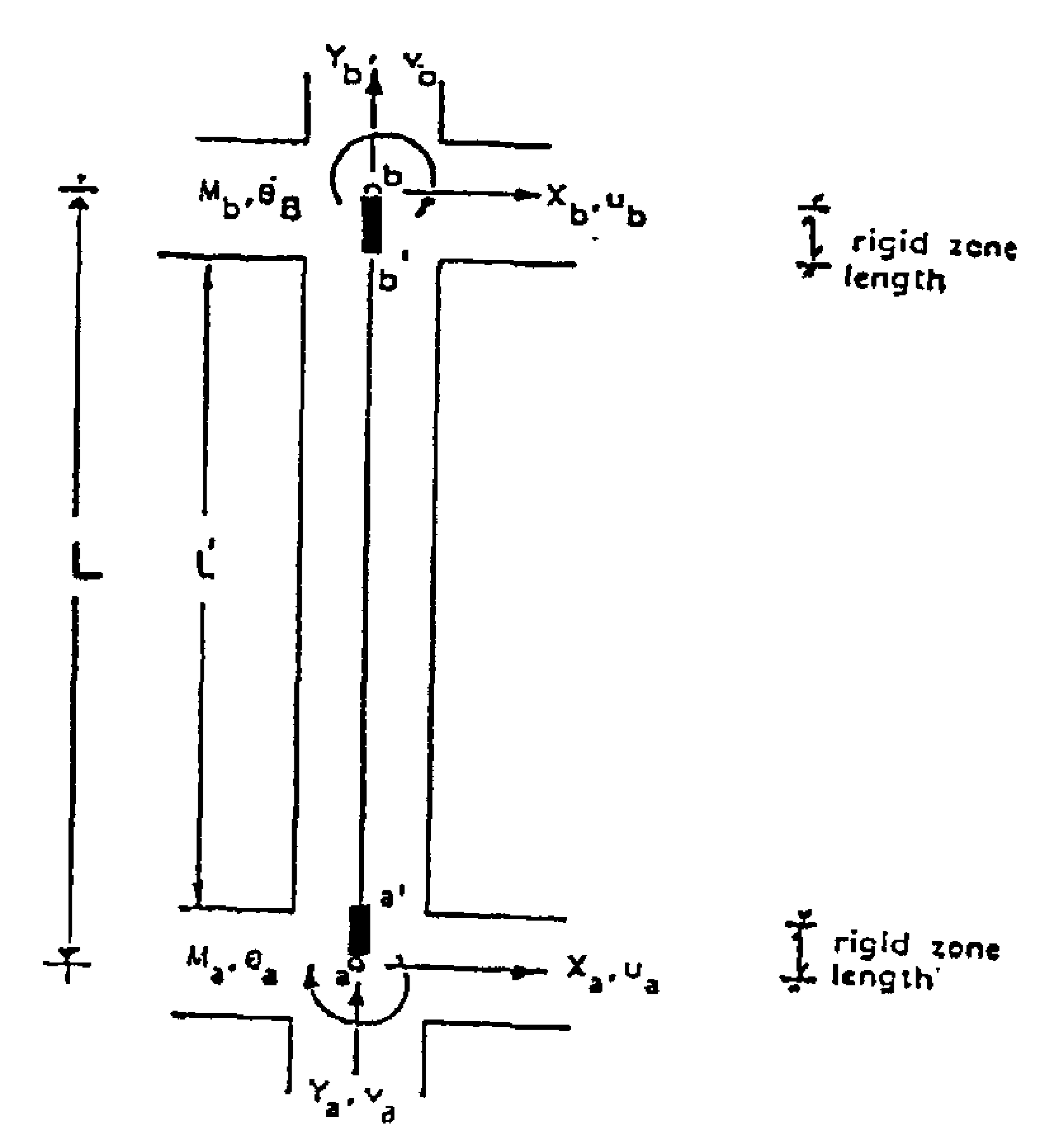


Fig. 3 - Column modeling and degrees of Freedom

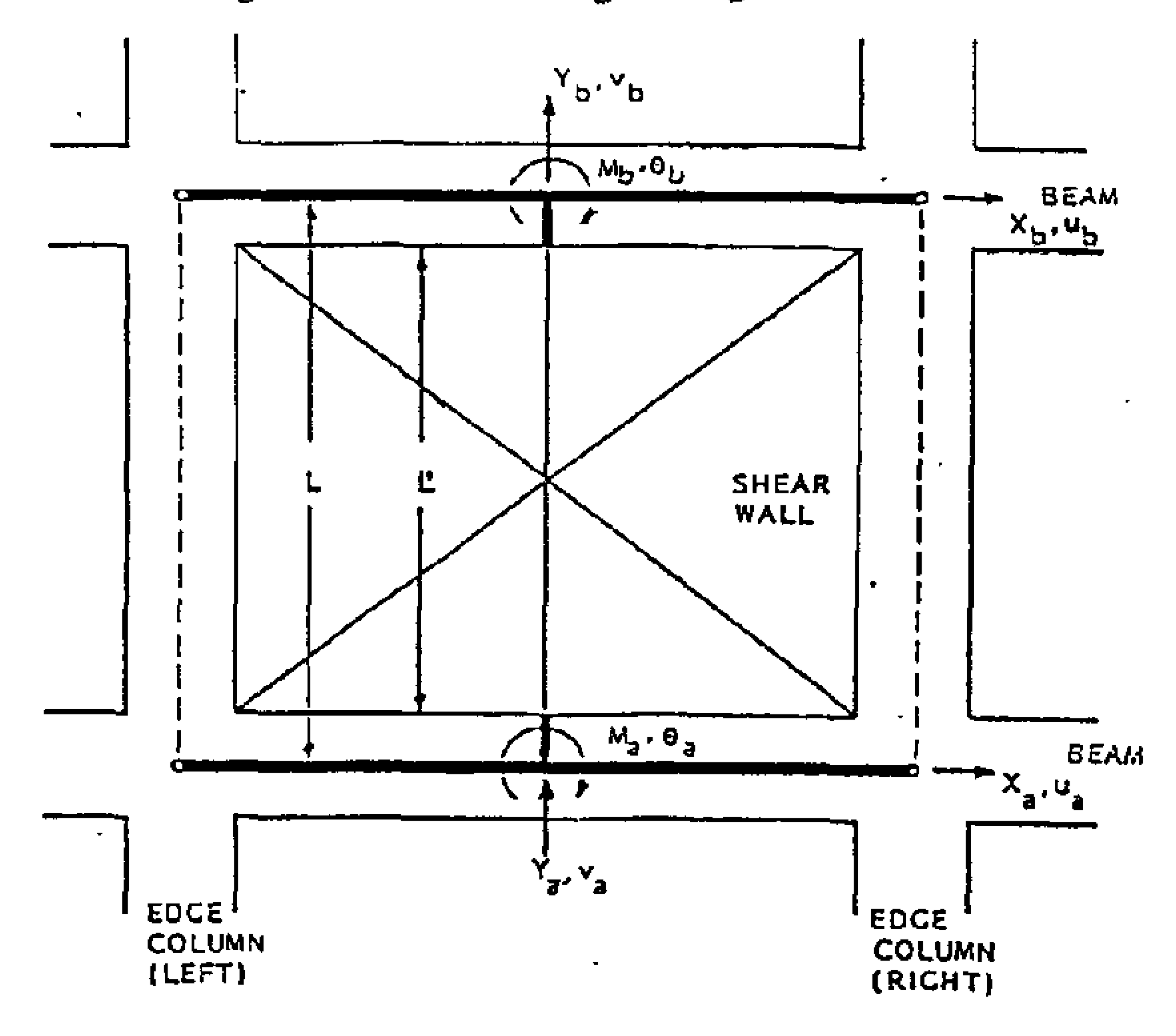


Fig. 4 Shear wall model and degrees of freedom

The modeling of different elements are discussed briefly as follows:

Beam Element

Beam is modeled as flexural springs coupled in series with equivalent shear springs.

Beam elem-ents are parallel to direction of load in horizontal plan. A typical beam element is shown in Figure 2a with its degree of freedom. The effect of rigid zone is taken into consideration considering rigid zone ratio shown in Figure 2b using the following matrices.

$$\begin{Bmatrix} \theta'_a \\ \theta'_b \end{Bmatrix} = [L]^T \begin{Bmatrix} \theta_a \\ \theta_b \end{Bmatrix} \tag{1}$$

where

$$L = \frac{1}{1-\lambda_a-\lambda_a} \begin{bmatrix} 1-\lambda_b & \lambda_a \\ \lambda b & 1-\lambda_a \end{bmatrix} \tag{2}$$

INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF COUPLED STRUCTURE SYSTEMS

By
Dr. Mohamed Fathy Ali *

ABSTRACT

The purpose of this paper is to introduce a mathematical model to be used in the analysis of coupled structure systems that consist of multibay frame and shear wall connected with rigid beam under dynamic loads such as wind or earthquakes. Since, the repeated cyclic loads from earthquakes cause strength deterioration and stiffness degradation. So, a nonlinearity in material must be considered. A takeda model [1] was used to simulate stiffness degradation during analysis. Many parameters such as effect of wall location, presence of rigid beam, ratio between inertia of rigid beam to inertia of beam, a ratio of half length of wall to the length of rigid beam and number of the frame bays have been investigated using a developed computer program NSAPFW [2]. The results showed that the studied parameters have a noticeable effect on responses.

Finally a number of conclusions are introduced to be considered in the analysis and design of such structures.

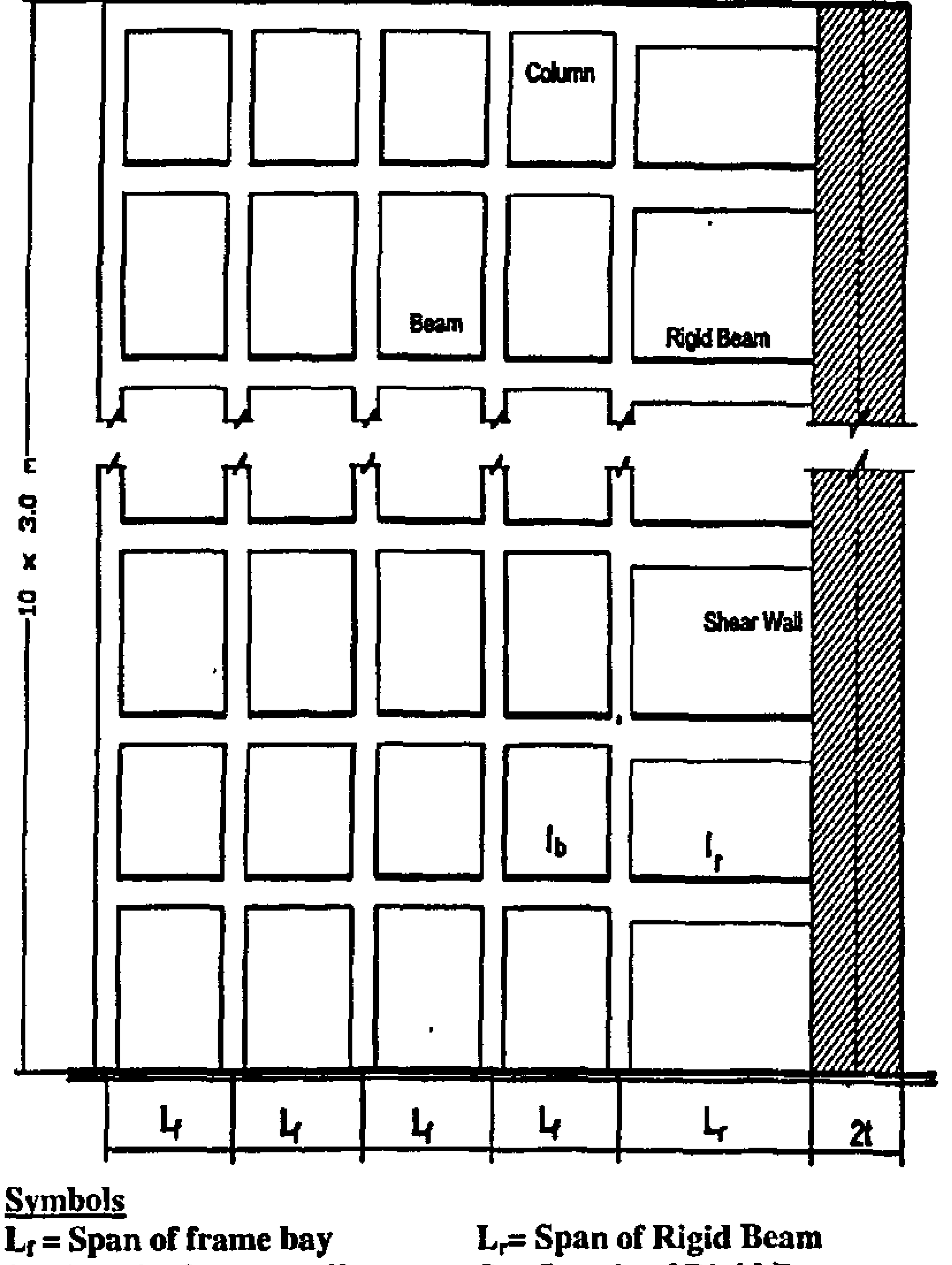
Keywords: Behavior Factors; Composite and RC Frames; Seismic Design.

INTRODUCTION

Structural systems subjected to deformations under transient dynamic loading beyond their elastic range attract lower forces than those that would be experienced by structures responding elastically to the same set of actions. Hence, in order to accommodate the input seismic energy, an elastically designed structure has to mobilize strengths proportional to the imposed levels of deformation. Demands imposed on such structures by strong ground shaking imply designing for very high forces which may prove uneconomical. It is now recognized that, provided lateral strength can be maintained without excessive degradation, seismic energy can be dissipated by allowing the structure to develop inelastic deformations.

STRUCTURE CONFIGURATION AND GEOMETERY

The structure system used in the analysis is 10 story 5-bay frame connected to shear wall with a rigid beam. The configuration and definition of elements are shown in Fig. 1.



Symbols
L_f = Span of frame bay
2t = Depth of shear wall
I_b = Inertia of Beam
L_r = Span of Rigid Beam
I_r = Inertia of Rigid Beam

Fig. 1- Structure configuration and elements' definition

MODELING OF STRUCTURAL ELEMENTS

The mathematical model of the different



*Assist. Prof. Struct. Eng. Dept. Cairo University

9 -REFERENCES:

1- ECOP 95, "Egyptian Code of Practice for Design and Execution of Reinforced Concrete Structures", Cairo, Egypt 1995.

2- "Report of the Reinforcing Steel Committee," Journal of Civil Engineering, Vol. III, Egyptian Society of Engineers, July & October 1955.

3- Shaheen, H.; Hosny, H.; El-Ibiary, S.; and Kamal, M., " Use of High Grade Steel in Reinforced Concrete", "Final Report, Academy of Science & Technology and Building Research Center" (1989).

4- Abdel-Rahman, A.; "Fundamentals of Reinforced Concrete", 2nd print, Cairo Uni., Egypt, 1993.

5- El-Behairy, S.; "Reinforced Concrete Design Handbook", 4th edition, Egypt, 1990.

6- ESS 262 1993, "Hot Rolled Steel Bars for Concrete Reinforcement", Cairo, Egypt.

*7- ASTM 615/615M "Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement", and ASTM 706/706M-
concrete Reinforcement", ASTM, USA.*

8- pr EN 10080: "Euronorm for Reinforcement".

9- BS 4449- 1988, "Carbon steel bars for the reinforcement of concrete", BSI, UK.

10- DIN 488-1984

11- ISO 6935-2, "Steel for the reinforcement of Concrete", 1991

12- Eurocode 2 for Design of Concrete Structures.

13- BS8007, "Design of Concrete Structures for retaining aqueous liquids", BSI, London, UK, 1987. (Appendix A2).

14- Priestley, M.J.N.; Seible, F.; & Calvi G.; "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley, New York, 1996.

15- Chen, W.F.; Duan L.; "Structural Engineering Handbook", CRC Press, USA, 2000.

16- Mac Greogr, J.G.; "Reinforced Concrete Mechanics & Design", 3rd Edition, Prentice Hall, USA.

17- Bruggeling, A.S.G., "Structural Concrete: Theory and its application", Balkema, Netherlands, 1991

18- Balan, T. A.; Filippou, F.C.; Popov, E.P; "Hysteretic Model of Ordinary and High-Strength Reinforcing Steel", ASCE, Journal of Structural Engineering, March 1998 p. 288.

19- Mirza, S.; and MacGregor, J.G.; "Variability of Mechanical Properties of Reinforcing Bars", ASCE, Journal of the Structural Division, vol. 105, No. ST5, May 1979, pp. 921-937.

20- SEQ-Mo Manual and Program Description, Seqad consulting Engineers, Solana Beach, Calif., 1995

21- Chai, Y.H.; Priestly, M.J.N.; and Seible, F., "Flexural Retrofit of circular Reinforced Concrete Bridge Columns by steel Jacketiney", Report No. SSRP-91/05, Univ. of California, San Diego, 1991.

22- Mohammed, M.; "Behavior of Reinforced Concrete Sections with Steel (40/60)", Thesis submitted for the 23- Degree of Master of Science in Structural Engineering, Cairo University, Faculty of Engineering, April 2000.

23- ACI committee 215, Considerations for Concrete Structures Subjected to Fatigue loading, ACI, Detroit, USA, 1992.

strength 30% above the specified value [14]. This may result in excessive flexural strength in plastic hinges and the need to make capacity-protected members excessively strong to avoid unanticipated inelastic modes of deformation [14].

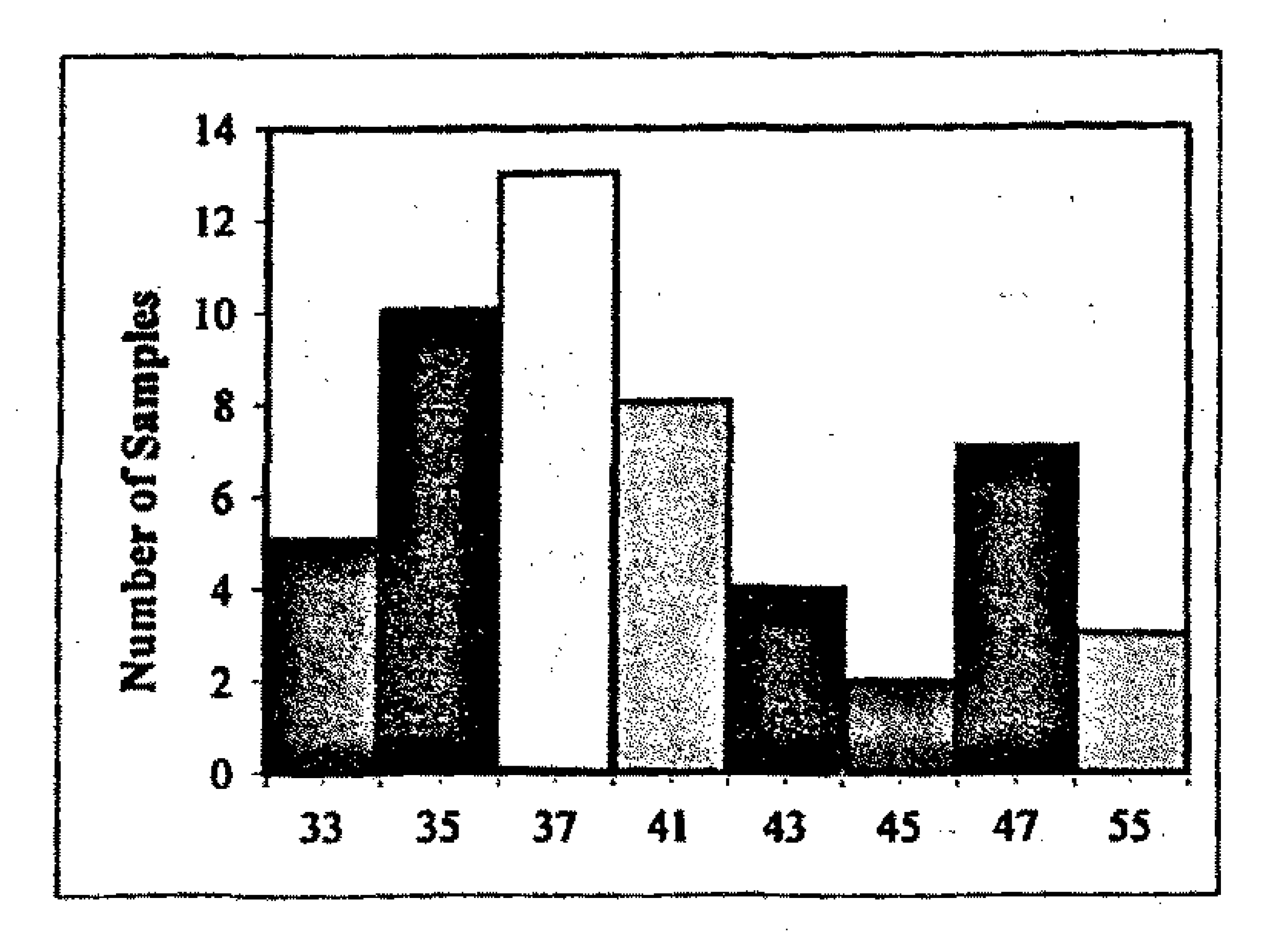
One of the approaches that can be adopted to reduce the severity of the problem is that consideration should be given to specifying a restricted range of acceptable reinforcement yield strength in the construction contract documents. Reinforcement suppliers normally have mill certificates identifying batches of their stock by yield stress and have little trouble in satisfying a requirement that, say, $450 \leq f_y \leq 510$ MPa (65 ksi $\leq f_y \leq 74$ ksi) [14]. The adoption of such a restriction translates into safer and more economical structures, since capacity protection can be assured without the need for such high over strength factors [14].

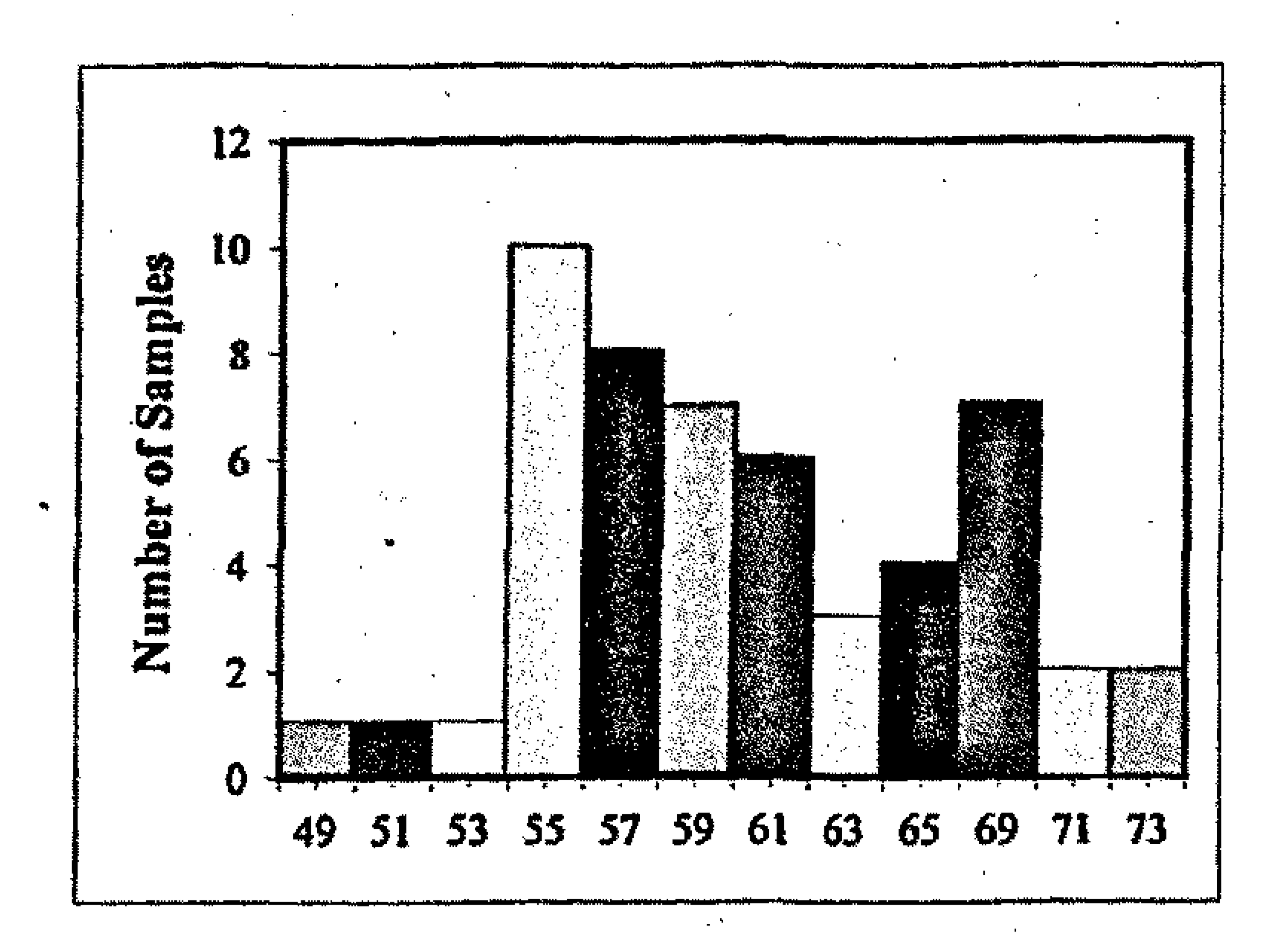
"Properties of reinforcing steel specified for seismic design of bridges in Europe require an ultimate strain of $\varepsilon_{su} \geq 0.09$, a minimum ratio of ultimate to yield stress of fu/fy > 1.2, and an actual yield strength no more than 20% above the nominal yield strength. These results in less potential over strength than with steels common in the United States at the expense of less spreading of the plastic hinge region and an increased propensity for buckling as a consequence of the reduced strain-hardening modulus" [14].

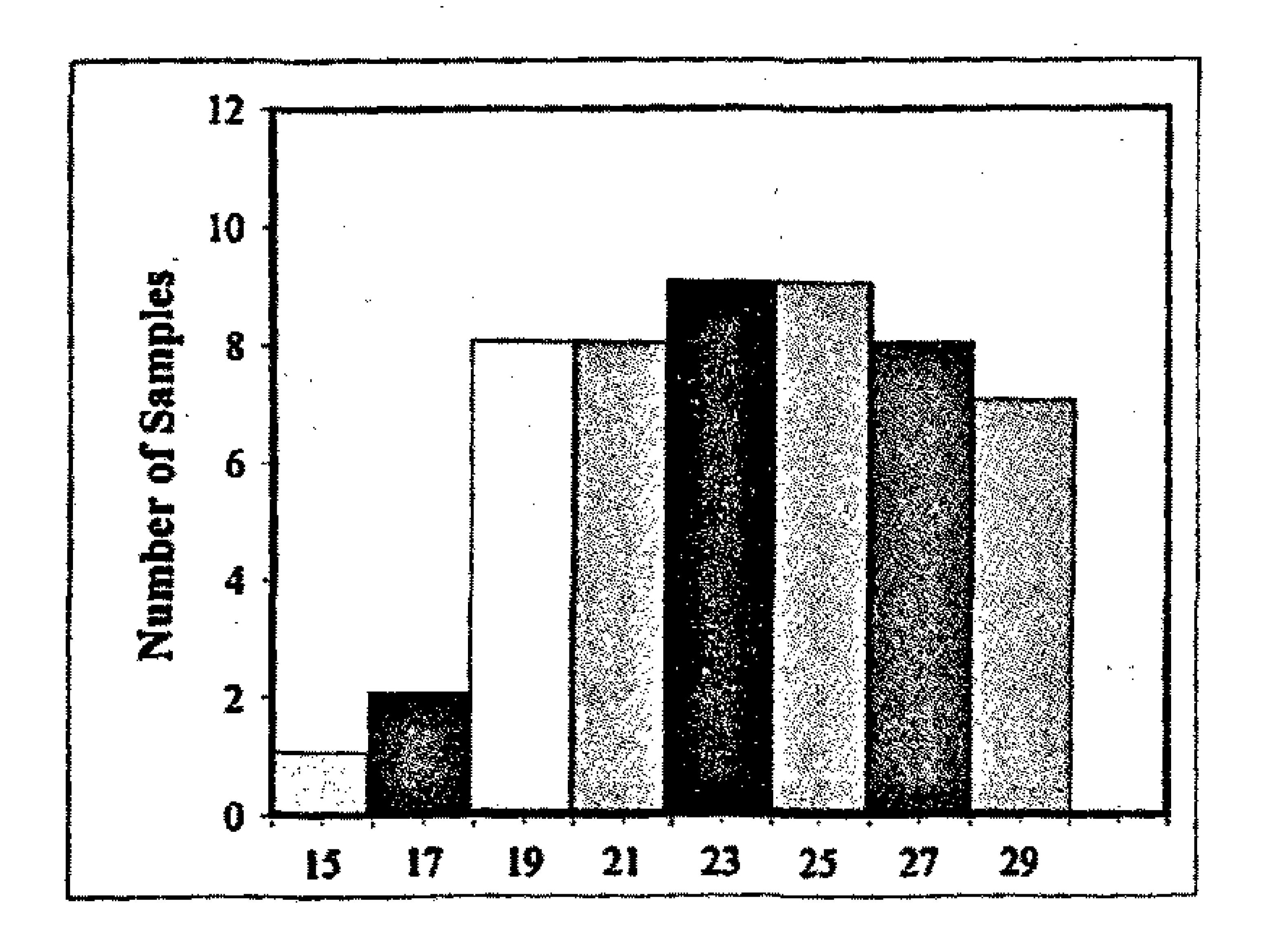
Appendix 2: Results of Tensile tests on 51 steel rebar specimen selected randomly from three different steel suppliers. Samples are from different producers and importers.

Top Figure shows yield stress, middle Figure shows ultimate strength and the bottom Figure shows Elongation percentage at failure

Min. Required $f_y \geq 360$ Mpa, $f_u \geq 520$ Mpa, % Elongation ≥ 12%







8- ACKNOWLEDGMENT

The author would like to express his gratitude to Prof. Dr. S.I. Abdel Sayed, Eng. E. Ebeid, Eng. S. Milad, for their fruitful comments, and for providing data about some of the structures included in this study. Parts of this research program were partially funded by El-Ezz steel reinforcing Bars Company in Egypt the year 1998.

Appendix 1

In this Appendix, the mechanical properties of steel rebar types commonly used in the USA & Europe are presented. The schematic stress-strain diagrams for steel rebar in USA & Europe were shown in Fig. 4. The mechanical properties are summarized in Table 16. The following discussion is mainly quoted from Priestly et al [14]. The stress-strain behavior for typical reinforcing steels rebar is characterized by an initial linear elastic portion of the stress-strain relationship with a modulus of approximately 200 GPa up to the yield stress f_y, followed by a strain plateau of variable length and a subsequent region of strain hardening. Maximum or ultimate stress is reached at about $f_{su} = 1.5f_y$ for typical North American reinforcement, although the ratio decreases for higher-strength steels [14].

It should be noted that the strain-hardening portion of the curve is a desirable attribute that spreads plasticity over a reasonable length of the member, ensuring that tensile strains are not excessive at the design ductility limit [14]. After maximum stress is reached, strain softening occurs with deformation concentrating in a local weak spot. In terms of structural response, the strain- softening portion of the curve should be ignored, since it imparts little additional ductility to members where considerable lengths are subjected to effectively constant reinforcement stress [14].

In Europe, tempcore steel is rapidly becoming the standard for reinforcing steel. The manufacturing process, involving rapid cooling of the external layers while the core remains hot, uses the internal heat to temper the outer layers. The process allows a high strength [typically, $f_y \approx 545$ MPa to be obtained from a low carbon content (C equivalent < 0.52%), thus ensuring a weldable steel. Tempcore steels have high elongation and can be bent to a tighter radius in hooks and bends than can other reinforcing bars. However , this is obtained at the expense of a low

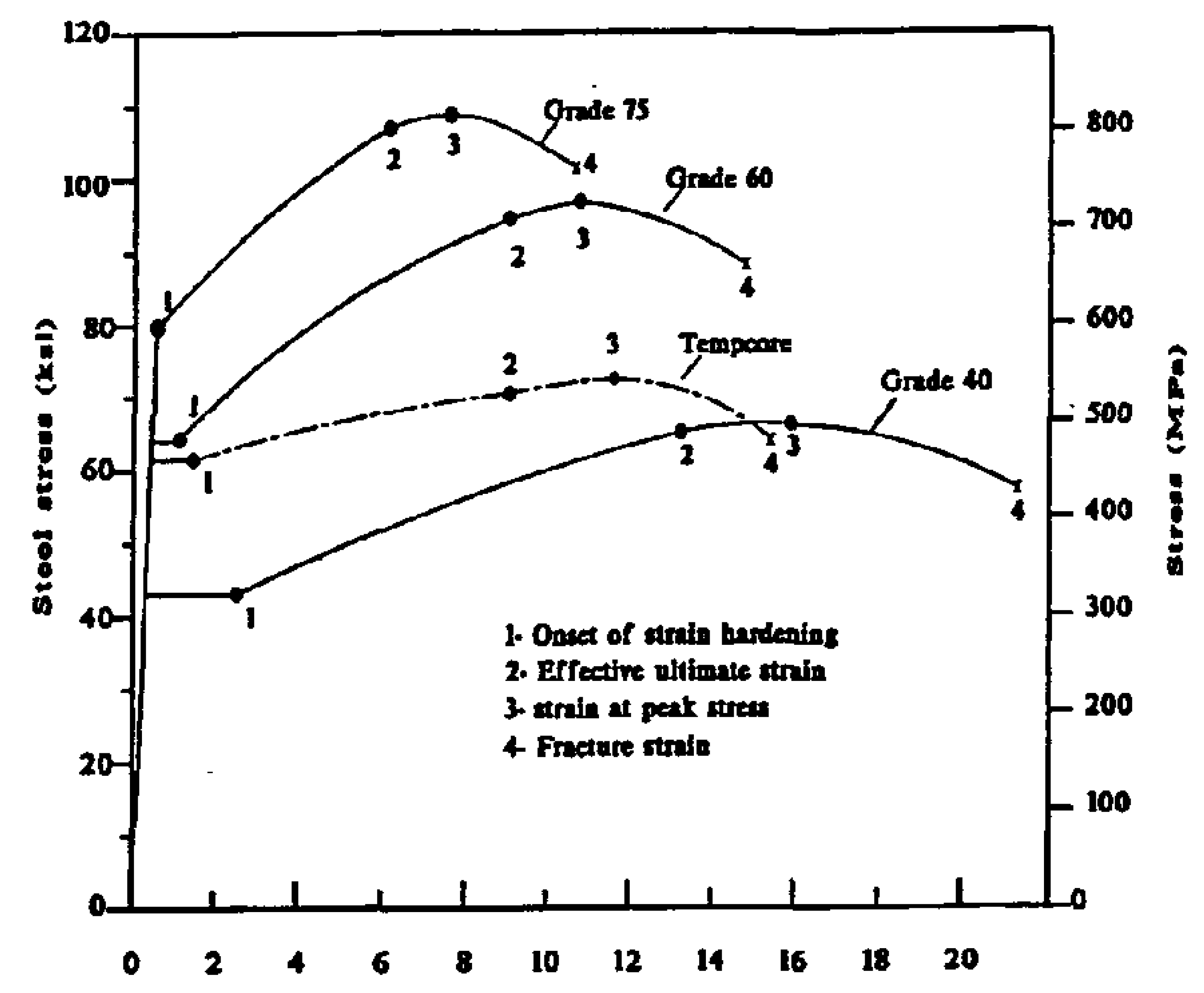


Fig. 4- Schematic stress - strain curve for steel rebar in USA and Europe

Table (16): Yield & Ultimate strength for the most commonly used steel rebar in the construction Industry (Mpa)

	Yield *(Mpa)*	Ultimate *(Mpa)*	Min. Elongation
Egypt	360 400	520 600	12% 10%
Europe: Normal Ductility High Ductility Seismic	 500 500 500	 > 1.05 f_y > 1.08 f_y > 1.20 f_y	 2.5% 5% 9%
UK	460	> 1.1 f_y	12%
USA : ASTM 615 ASTM 706	420 *(60 ksi)* *420 ≤ fy ≤ 540*	620-630 *(90 ksi)* 550 - 560 *(80 ksi)*	7% - 9% * 10%-14%*
Germany	420 500	500 550	

* Depends on rebar diameter

ratio of ultimate to yield strength (typically, $f_{su} = 1.19f_y$) [14] .This makes the steel more prone to inelastic buckling because of the reduced strain-hardening modulus and causes a reduction in effective plastic hinge lengths compared with U.S. steels. A consequence of this is the need to use closer-spaced transverse reinforcement in plastic hinge zones and to check steel strains at high ductilities [14].

A related concern in seismic design of reinforced concrete elements for seismic resistance is the variability of yield strength from the specified or nominal yield strength. In the United States, A706 grade 60 reinforcement, which has the tightest restriction on yield strength range, has a permitted yield of 414 MPa $\leq f_y \leq$ 538 MPa (60 ksi $\leq f_y \leq$ 78 ksi). Thus it is feasible and not uncommon for a member to have reinforcing steel with a yield

importers. The tests should be carried out periodically , for example every three month. The tested steel rebar specimen should be selected randomly from the steel rebar shop suppliers in different parts of the country to cover all geographic areas, and the different producers and importers. The report summarizing the results could be made available to the public. These quality control tests are needed, because sometimes steel rebar available in the market does not meet the code requirements. For small and medium jobs which represent the major portion of construction market, tensile tests on steel rebar are rarely made for the job. *However,* project owners, engineers and constructors should know if the use of rebar meets the code requirements at the time of their construction or not. It is not practical to require tensile load tests for projects containing steel rebar quantity less than 100 ton for example, on the other hand, it is necessary to provide information on the mechanical properties of the Rebar to ensure the safety of the R.C. structures.

This could be practically achieved through the recommendation given above, in addition to requiring that steel suppliers / shops should have and provide to the buyers originals and copies of the mill certificates issued by the rebar producers. The mill certificate could help in ensuring that the produced steel rebar meets the code requirements for mechanical properties. It is emphasized that mill certificates are a necessary but not sufficient condition for quality control on steel rebar for small jobs. Testing by independent laboratories on a National level, it is still needed to complement some of the possible drawbacks of mill certificates.

6-6 Upper Limit on yield stress:

The codes should specify an upper limit on the yield stress of steel rebar as measured from the tensile tests on rebar. For seismic design, it is assumed that the steel rebar will yield (without reaching ultimate strain) and seismic energy will be dissipated. If the actual yield stress of the steel rebar is much higher than the design yield stress, then the steel might remain in the elastic stage under the seismic action, which does not meet the design assumptions. American codes mention an over strength factor of 1.3 to be considered the seismic design to consider over strength of yield stress in rebar. For steel grade 60 (ASTM 706) the yield strength should be 420 Mpa $\leq f_y \leq$ 540 Mpa. A similar upper limit should be in the ECOP for grade 36/52 (360 $\leq f_y \leq$ 460 Mpa) , and for grade 40/60 (400 $\leq f_y \leq$ 520 Mpa)

7 - SUMMARY AND CONCLUSION

The paper presented economical and analytical studies on the reinforcing steel bar grade 40/60, which is allowed by the Egyptian Code but rarely considered in the design of R.C. structures.

The studies carried out included (1) Economical studies on the possible savings in the cost of reinforced concrete structures through the use of steel 40/60. (2) Review of the common types of steel rebar currently used in different countries. (3) Further discussions of cracking, minimum steel requirements, development length. (4) Definition of a typical stress-strain relation for steel rebar 40/60 to be used in nonlinear analysis of structures, and/or proposed methods of seismic design. (5) Suggestions and recommendations are given for possible consideration of the codes, concerning: steel grades, fatigue testing, quality control. (6) The appendix gives results of tests on 52 steel rebar specimen taken randomly from steel rebar shops.

The main objective of this investigation was to study the possible savings that may be made through the use of steel (40/60) in lieu of steel (36/52). Just by comparison of yield strengths, the savings would seem to be 11%. However, many factors have to be taken into consideration such as: development length, requirements to satisfy limit state of cracking, and minimum steel requirements (particularly in lightly loaded members).

The cases considered included a residential building, an industrial factory, several reinforced concrete floor systems (slab and beam, Hollow blocks, flat slab), water tanks (elevated, ground), a reinforced concrete bridge and a prestressed concrete bridge (40m span).

From the cases studied, it is found that actual savings in steel quantities by using steel 40/60 rather than 36/52 reached on the average 5% to 11% depending on the structure type. It is noted also that for small slabs on beams less to 3m x 4.5m, the minimum steel requirements govern and no savings are achieved. However for 4m x 6m slabs and 5m x 7.5m slabs, the saving in total rebar quantities in the slabs and beams could reach 6.4% to 10.9% depending on the live load intensity.

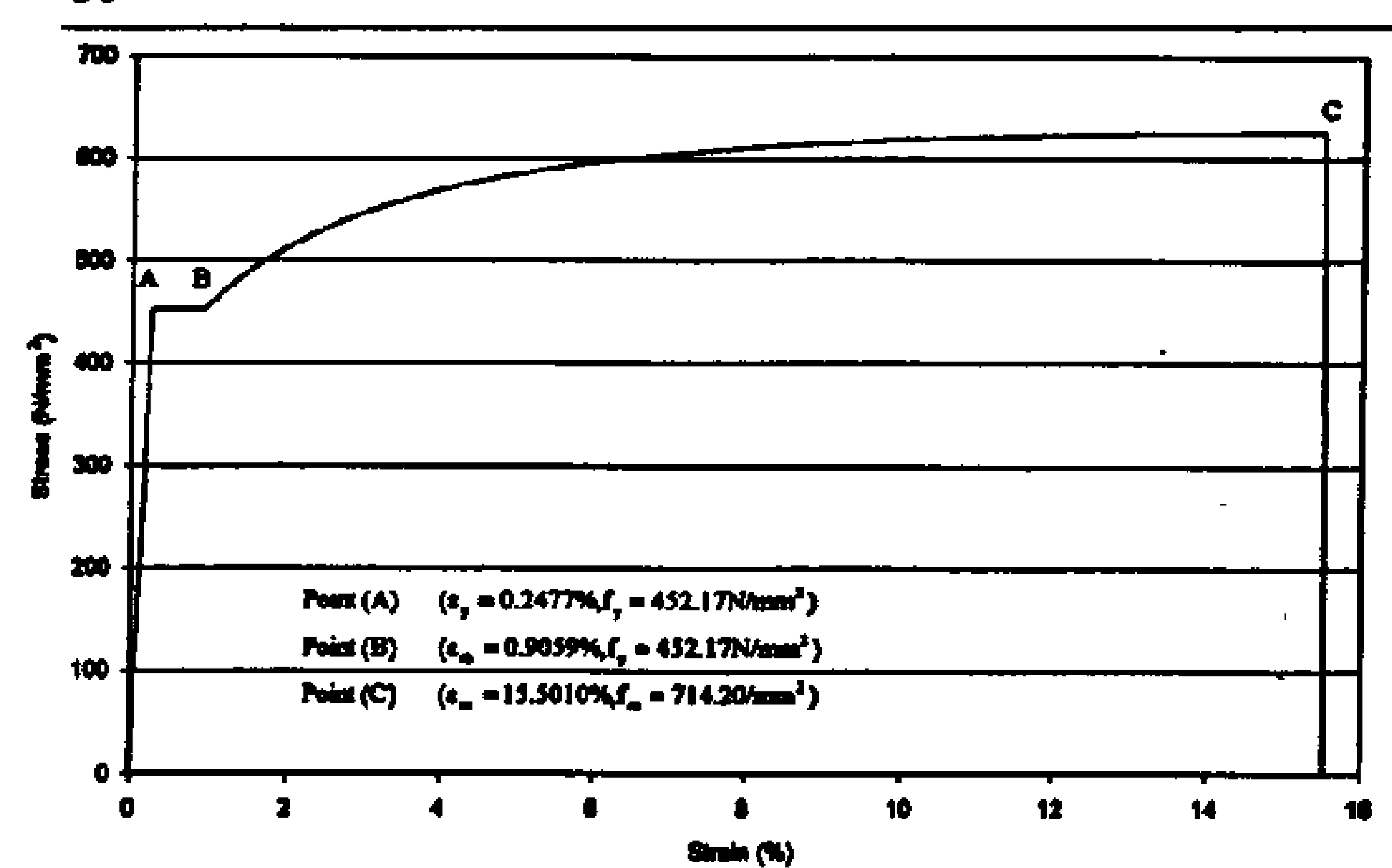


Fig. 3a- Stress-strain curve model for rebar 40/60, diameter Φ = 16 mm (points a, b, c average of 3 tests)

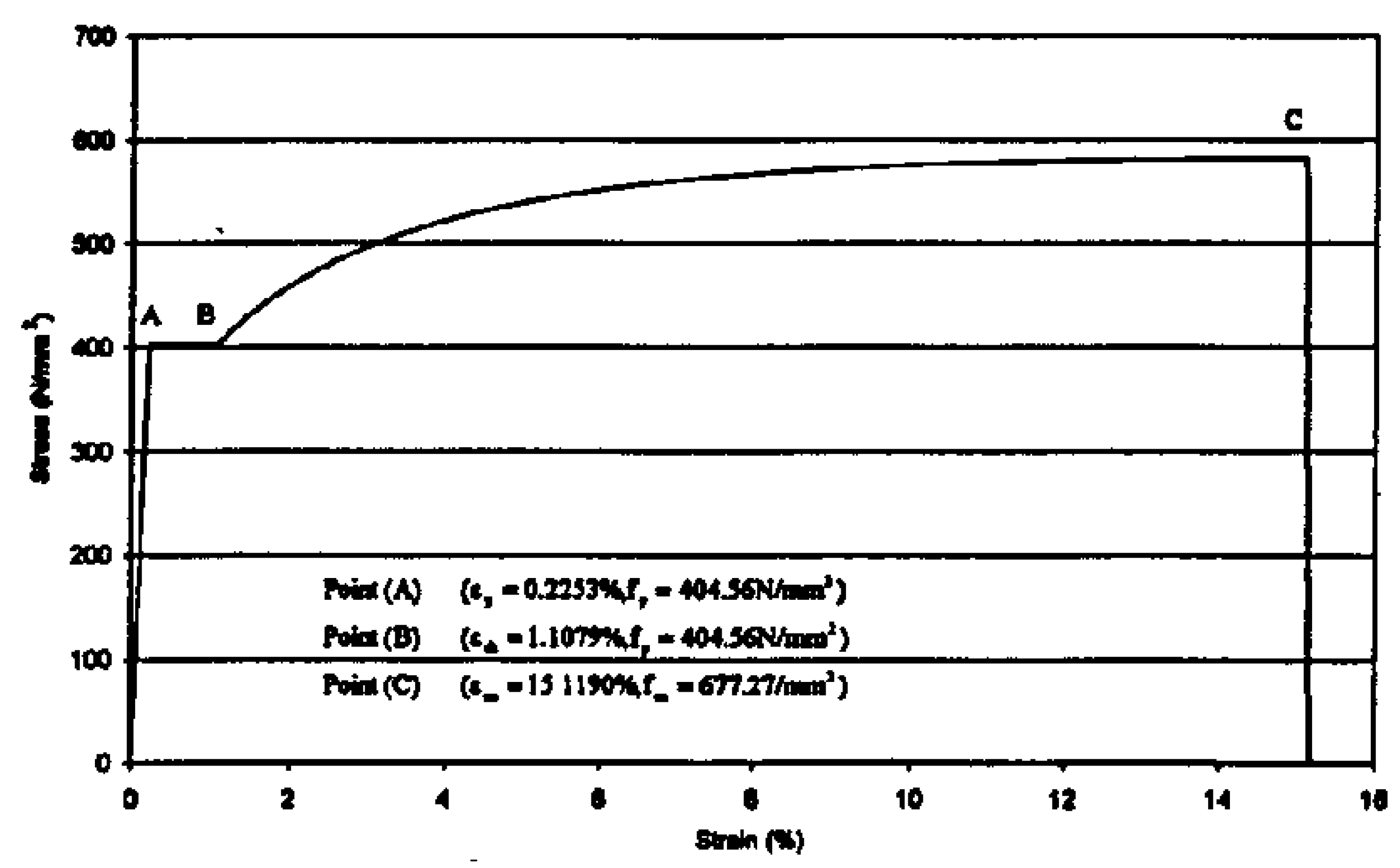


Fig. 3b- Stress-strain curve model for rebar 40/60, diameter Φ = 32 mm (points a, b, c average of 3 tests)

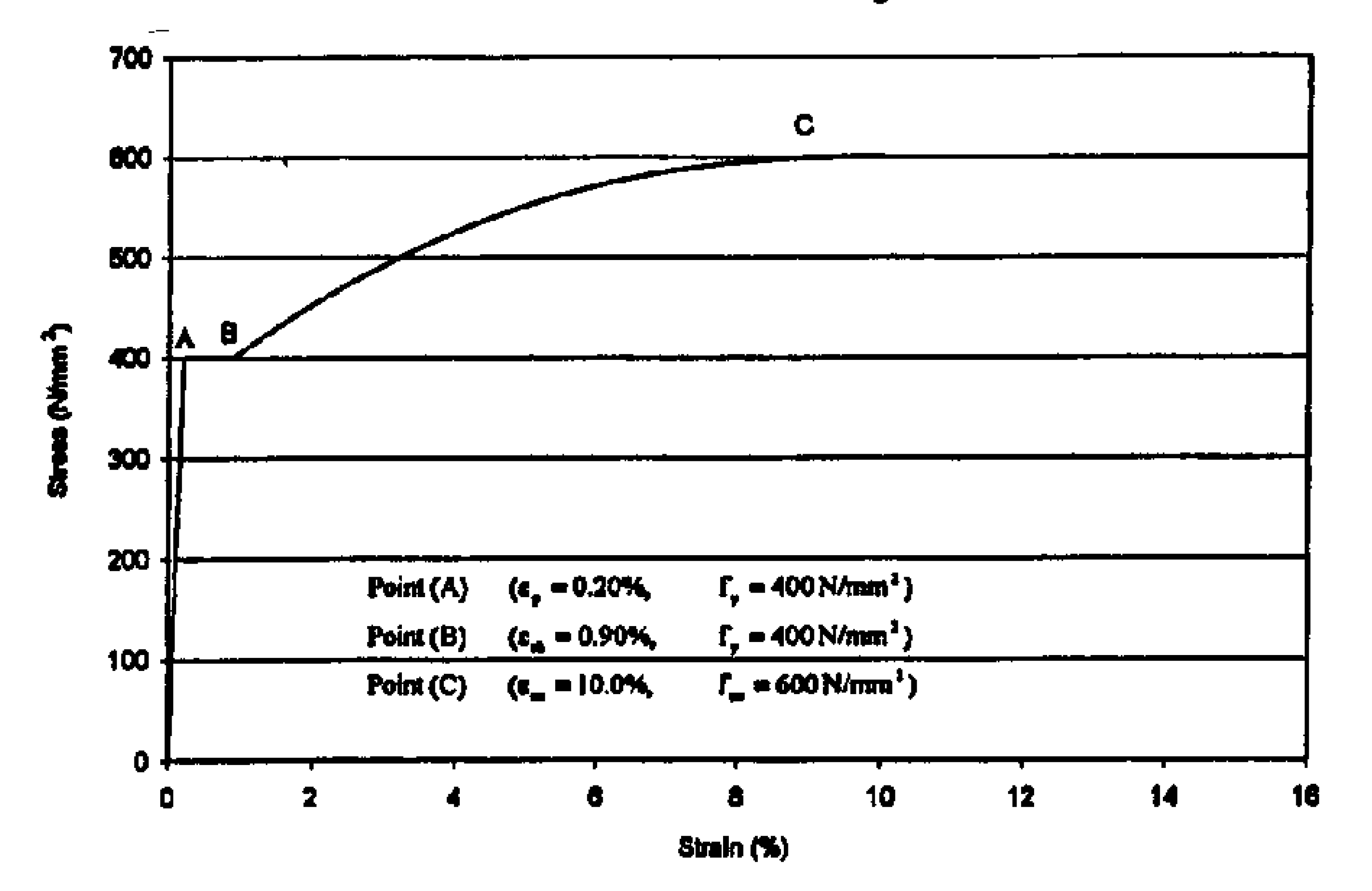


Fig..3c- Normalized stress-strain curve for steel 40/600

6- RECOMMENDATIONS:

Based on the investigation and studies presented in the paper, the following recommendations and suggestions are proposed:

6-1 Economical studies:

Steel 40/60 could be definitely beneficial for water structures, bridges, and large structures. On the other hand, no benefit is gained from using steel 40/60 rather than steel 36/52 for small and regular buildings, which represent a large portion of the construction market in Egypt. Summary of the results of the possible savings in different structures is given below.

Considered Structure	Ranges of Savings in Steel Rebar Quantity by using steel 40/60
1- Residential Building	7%
2- Industrial Factory	9.0%
3- Elevated & ground Water Tanks	7.5% to 8.5%
4- Concrete Bridge decks & substructures	6% to 7%
5- Flat Slabs, with heavy L.L.	7% to 10%
6- Slab and Beam floor system	
6.1 Large Spans (5m * 7.5m)	9% to 10%
6.2 Small Spans (3m*4.5m)	Zero %

6-2 Steel Rebar Grades:

In addition to steel grades currently used in Egypt, it might be worthy to consider the possibility of suggesting or proposing a new proposed steel reinforcement grade 42/60. It should have a yield stress of 42 kg/mm^2 (420 Mpa) and ultimate of 60 kg/mm^2 (600 Mpa). Steel 42/60 should be weldable. It could be specified as a higher grade than steel 40/60, or as substitute to it. Grade 42/60 could be particularly useful for water structures, tall buildings and bridges. These structures require a large amount of steel rebar. Quality control on this higher grade rebar should be even easier than regular structures, because large quantities of steel are ordered for these projects. Applying quality control requirements to ensure that they meet the requirements, should not be complicated.

6-3 Fatigue Testing

The proposed code should require fatigue testing for steel rebar used in structures subjected to repeated or cyclic loading, particularly in bridges decks, machine foundations. Several codes specify fatigue testing such as BS 4449 [9], or recommend such as ACI committee 215 [23].

6-4 Rate of loading;

The specification for tensile test on steel rebar, should clearly indicate the rate of loading in the test. Different testing laboratories apply different rates of loadings, which could result in fictitious increase (or decrease) in the yield and ultimate strength of the tested steel rebar than the actual.

6-5 Quality control on steel rebar for small projects.

It is recommended that tests should be carried out regularly by independent governmental control agency on steel rebar from all producers or

defined as $\varepsilon_y = fy/Es$, where fy is the yield stress [18]. (2) The Luders or yield plateau, defined for $\varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$ where ε_{sh} marks the beginning of the strain hardening region. The plateau, shown in the inset of Fig. 2, is typically assumed to be horizontal, although small stress fluctuations are observed. The yield stress, fy is computed as an average value of the observed fluctuations [18]. (3) The strain-hardening region, defined for $\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s < \varepsilon_{su}$ where ε_{su} is the strain corresponding to the ultimate steel stress. The definition of the strain ε_{su} is not a straight-forward matter. A dip is generally observed at the end of the yield plateau before the stress begins increasing as the response stabilizes along a smooth strain-hardening curve. This implies [18] that the assumption of the yield stress and that of the strain hardening model affects the strain ε_{sh} at initiation of strain hardening (see Fig.2). (4) The post-ultimate stress or strain-softening region, defined for $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$. In this region the stress-strain curve depends on the location and gauge length over which experimental data are collected [18]. It is commonly assumed that beyond the ultimate point C(ε_{su}, f_{su}) the stress-strain curve does not provide any usable information [18].

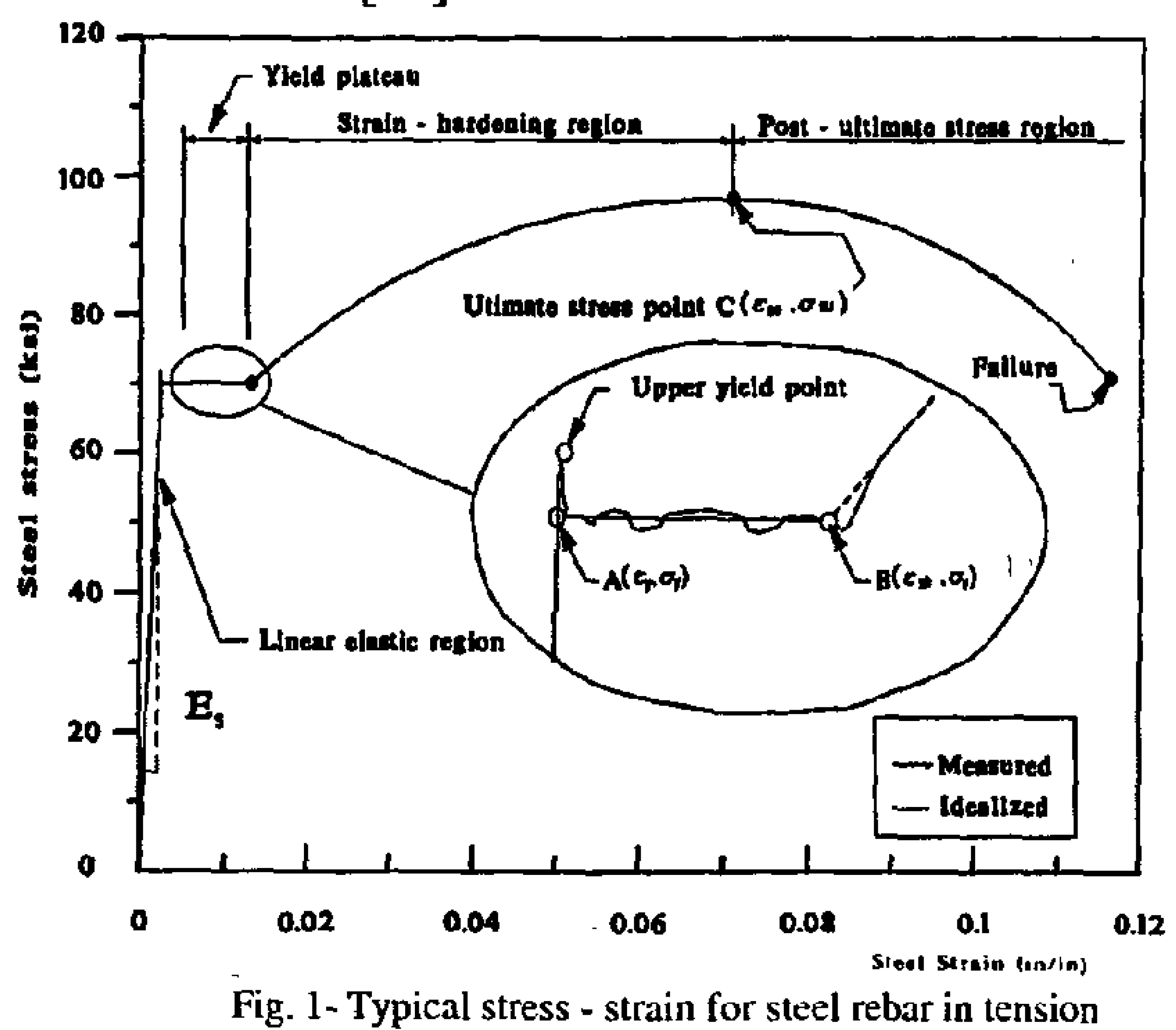


Fig. 1- Typical stress - strain for steel rebar in tension

The stress-train Curve can be defined by the following equations [21]:

$$f_s = f_s \varepsilon_s \qquad \text{for } 0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_y$$

$$f_s = f_y \qquad \text{for } \varepsilon_y < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \text{for } \varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su}$$

where:

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2}$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \qquad f_{su} = 1.5 f_y$$

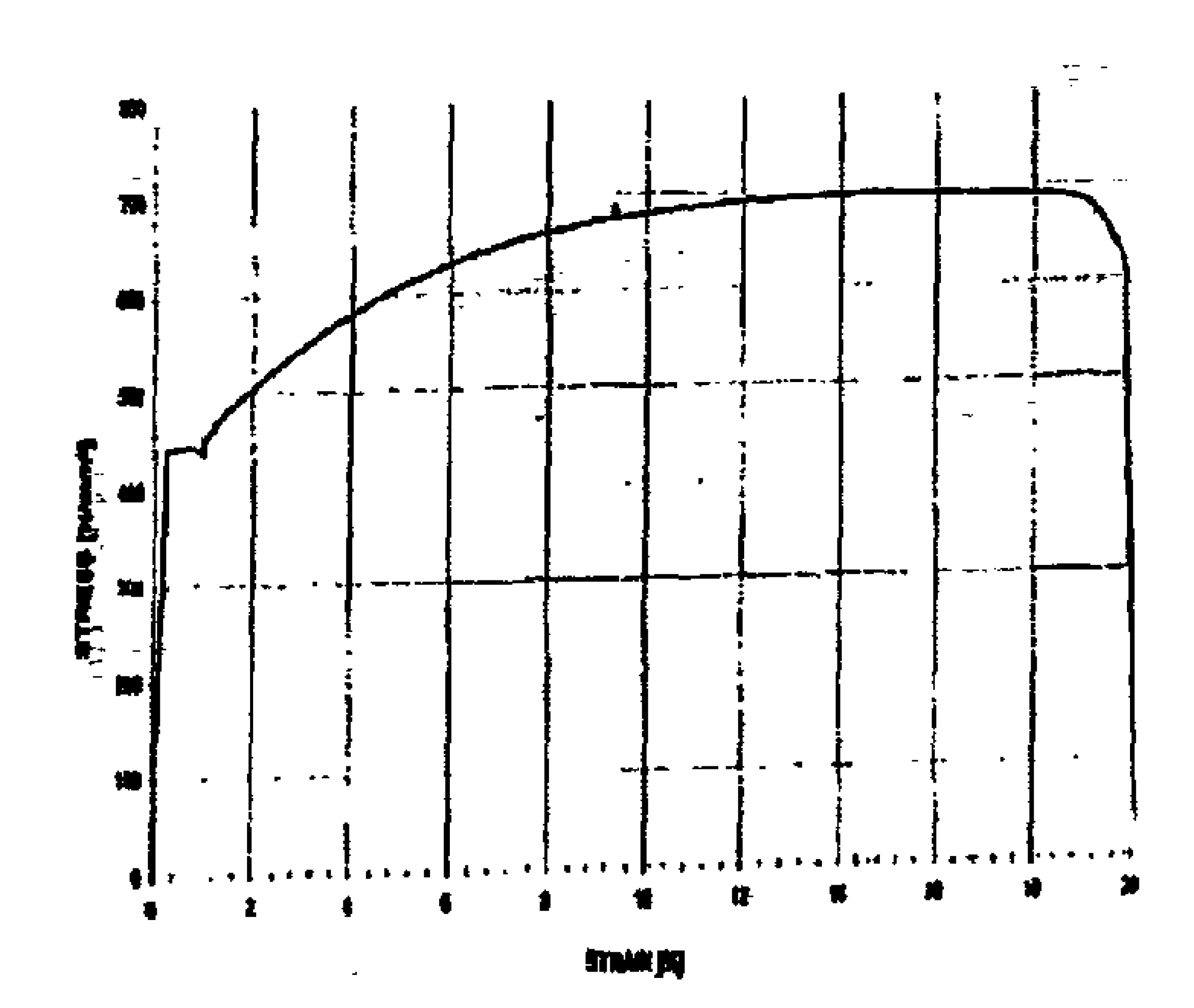


Fig. (2a) Stress-Strain Curve for steel 40/60 ϕ = 16mm

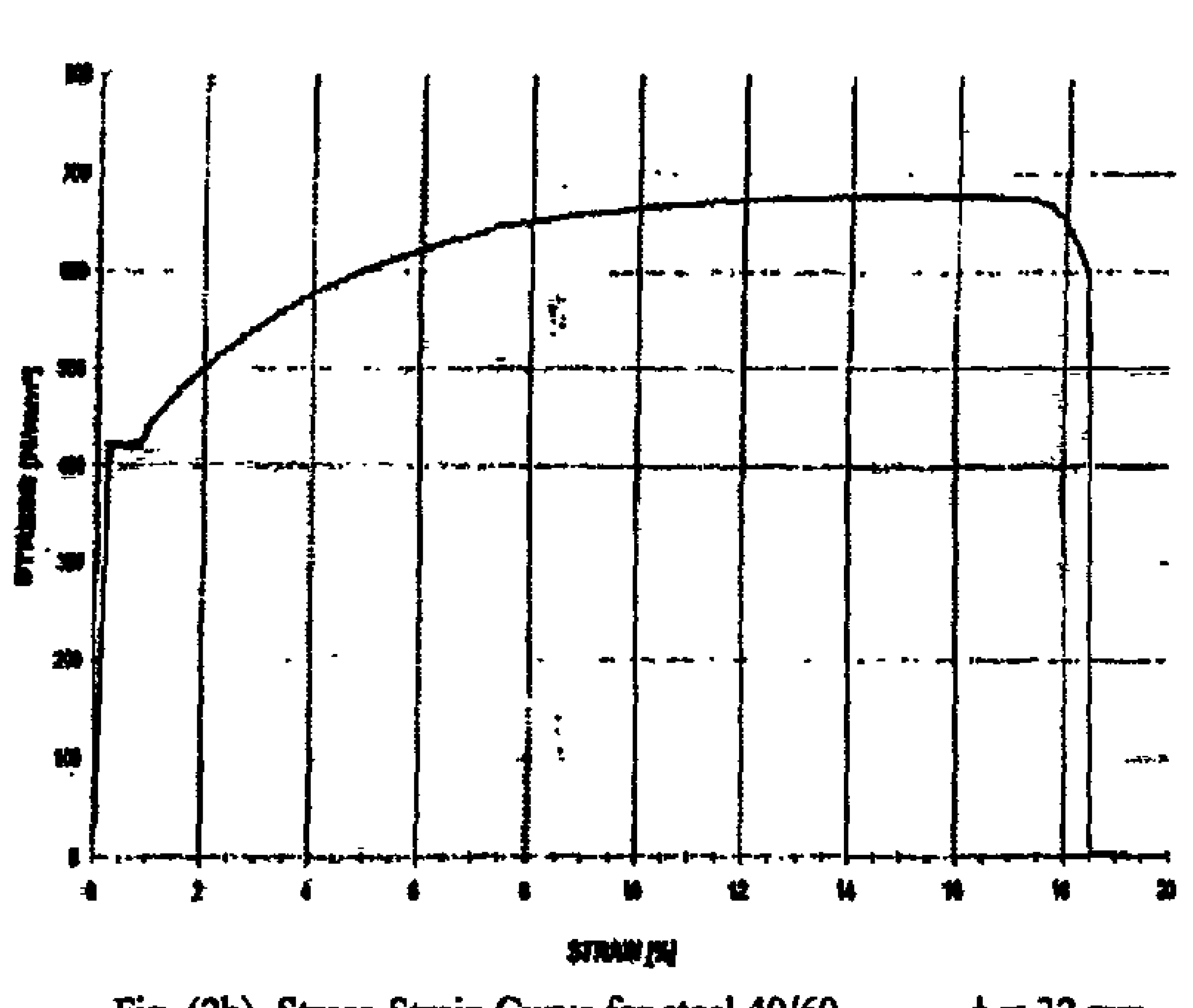


Fig. (2b) Stress-Strain Curve for steel 40/60 ϕ = 32 mm

It is noted that several models have been suggested for the strain hardening portion of the stress-strain curve. The model given above was found to give the best fitting for steel rebar 40/60.

Figures 3a, 3b show a mathematical model for steel 40/60. The average of 3 tests results is used to define points A, B, C. Figure 3c shows normalized stress strain curve with f_y = 400 Mpa and f_u = 600 Mpa, ε_y= 0.002 , ε_u = 0.1, ε_{sh} assumed to be 0.009 based on the above results.

Table 15- Maximum allowed rebar diameter in slabs for crack control

As

As

t

ECOP (eq. 4.66) : $\phi \le r\left(\frac{\mu_z}{f_s^2}\right)\times 10^6$

D.L / (D.L. + L.L.) = 0.70 ($f_s = 0.7\ f_{all}$)

t (cm)	A_s	A_s'	Max. Diameter	
			36/52	40/60
20	5.60	5.60	21mm	17mm
30	7.84	7.84	20mm	16mm
100	26.60	26.60	20mm	16mm
120	30.40	30.40	16mm	13mm

D.L / (D.L. + L.L.) = 0.80 ($f_s = 0.8\ f_{all}$)

t (cm)	A_s	A_s'	Max. Diameter	
			36/52	40/60
20	5.60	5.60	16mm	13mm
30	7.84	7.84	15mm	12mm
100	26.60	26.60	15mm	13mm
120	30.40	30.40	12mm	10mm

Notes:
Assume b= 100cm, n=10 for all cases
Assume zone (1), r = 120
f_{all} = 2000 ksc for steel 36/52
f_{all} = 2200 ksc for steel 40/60

between 0 and 0.135 no additional steel rebar is needed for steel 40/60 over steel 36/52 to satisfy the cracking requirements. Accordingly, the following preliminary approximate estimate could be suggested: only in about 15% of the R.C. structures using steel rebar 40/60, there will be need for additional reinforcement for crack control more than those designed with steel 36/52.

4.3 Minimum steel rebar requirement:

To ensure ductility and crack control in reinforced concrete beams, the ECOP requires a minimum steel percentage in beams (subjected to flexure with tension reinforcement only) as given below:

$$\mu_{min} = \frac{As}{bd} \ge \frac{11}{f_y(ksc)} \quad \text{or}$$

$$\mu_{min} > 1.3 \text{ required As for flexure} \tag{3}$$

Obviously the higher yield stress of steel 40/60 could lead to smaller μ_{min} than for steel 36/52. However, another requirement is also given that μ_{min} should be larger than 0.15% for rebar types 36/52, 40/60. This requirement could govern for small span structural elements used in small residential buildings. Hence no savings achieved in these cases with steel 40/60.

Water Tanks: Steel 40/60 could be particularly effective in reducing the steel rebar quantities for liquid retaining structures. In these structures, the minimum reinforcement requirement to control thermal movement in immature concrete is in many instances the governing factor in determining the steel quantity for tanks. According to BS 8007 [13]:

$$\rho_{crit} = f_{ct} / f_y \tag{4}$$

where

ρ_{crit} : Is the critical steel ratio, i.e. the minimum ratio of steel to the gross area of the concrete section required to distribute the cracking.

f_{ct} : is the direct tensile strength of the immature concrete (usually taken at the age of 3 days as 1.6 N/mm^2 for grade C35A).

f_y: is the characteristic strength of the reinforcement

From Equation (4), the higher (fy) would lead to lower reinforcement ratio ρ_{crit}. The previous equation explains one of the main reasons for the reduction of steel quantities shown in Tables 6, 7 by using steel 40/60 instead of 36/52.

5- MECHANICAL PROPERTIES AND STRESS-STRAIN RELATIONS FOR REBAR 40/60:

In this section, a mathematical model describing the stress-strain curves for steel rebar 40/60 is given based on experimental test results on rebar. Figure 1 shows samples of stress-strain curves for steel rebar 40/60 of diameters 16mm, 32mm. The general shape of the uniaxial stress-strain diagram for a reinforcing steel bar loaded in tension to failure is shown in Fig. 2. It can be represented by four well pronounced regions [18]: (1) The linear elastic region, defined for $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_y$, where εs represents the generic steel strain and ε_y is the yield strain. This region of the tensile stress-strain curve is defined by a straight line fs = ε_s where fs represents the steel stress and Es is the initial elastic modulus. The yield strain εy is

r: Coefficient to take account of the bond characteristics of the steel (Table 4.12 in ECOP)

f_s: the tensile stress in the bar in kg/cm^2 under the permanently acting portion of the service loads (dead loads). The effect of any significant restraint loading is also to be considered.

μ_z: (100 A_s/A_{ct}) the percentage of tension reinforcement referred to the cross-sectional area of the tension zone (A_{ct}) which is the tension area of the section below or above the neutral axis.

For crack control, the maximum bar diameters for steel types (36/52), and (40/60) should be calculated using equation (4-66) of Egyptian Code of Practice (1995). The results are shown in Table (14) and Table (15). In equation (1), the larger allowable steel stress would lead to a smaller allowable rebar diameter. This could represent constraint in design and construction practice. However, from Tables 14, 15 can be observed that for many practical applications, the limitations on maximum rebar diameter by using steel 40/60 instead of 36/52 is not significant.

In the proposed code update , a cracking parameter w_k is computed according to equation 2 given below. It is required that the parameter w_k to be less than 0.3, 0.2, 0.15, 0.10 for zones 1, 2, 3, 4 respectively

$$w_k = \beta\left(50 + 0.25 k_1 k_2 \frac{\phi}{\rho_r}\right)\frac{f_s}{E_s}$$

$$\left(1 - \beta_1 \beta_2 (\frac{f_{sr}}{f_s})^2\right) \qquad (2)$$

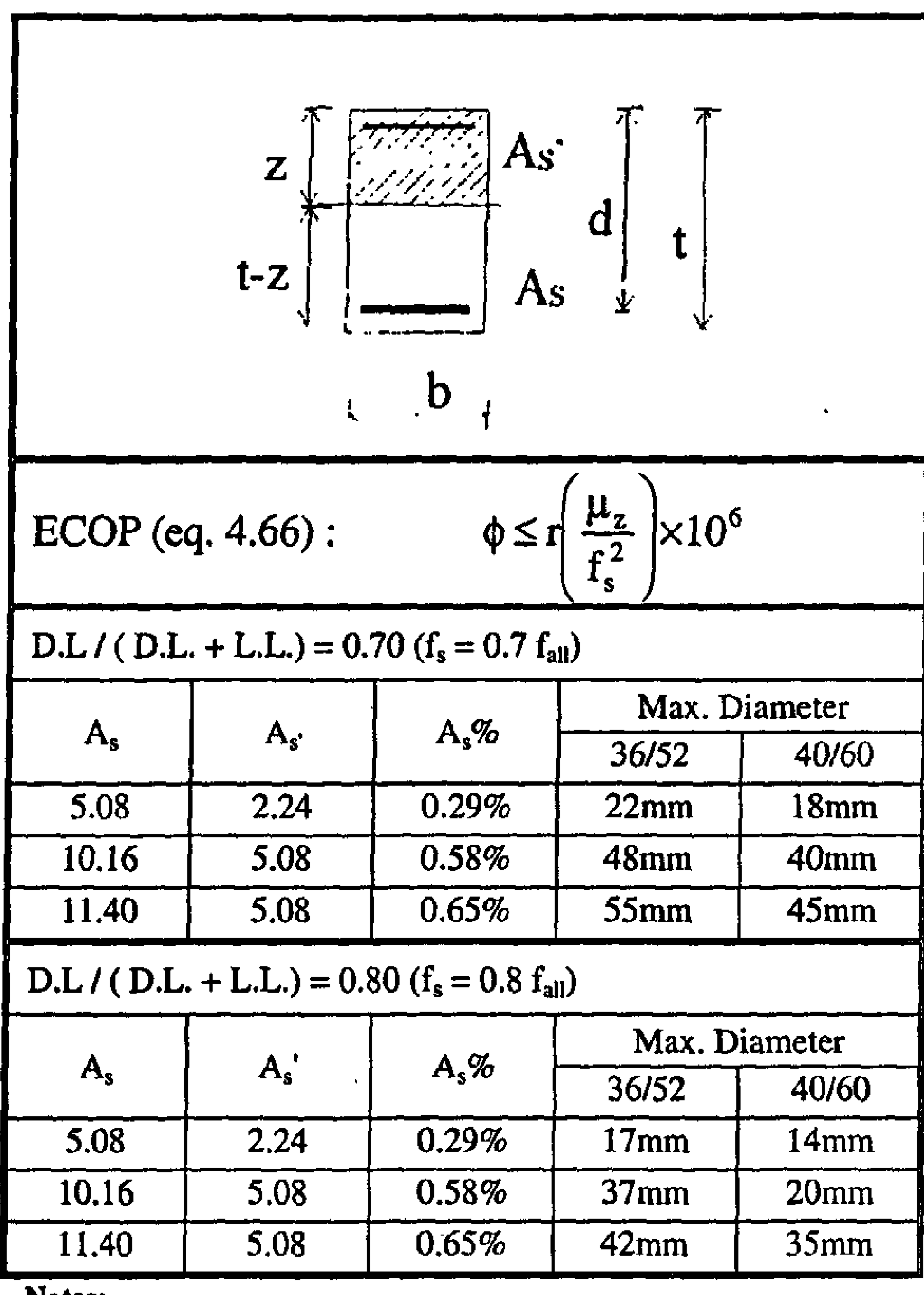
f_s: Stress in longitudinal steel at the tension zone, calculated based on the analysis of cracked section under permanent loads.

f_{sr}: Stress in longitudinal steel at the tension zone, calculated based on the analysis of cracked section due to loads causing first cracking

Note: For definition of other terms, refer to the proposed code.

Equation (2) is function of many parameters. For comparing steel rebar 36/52, 40/60 the most significant is (fs) in the nominator. In equation (2), it might appear that the larger allowable steel stress for steel 40/60 (2200 ksc vs 2000 ksc for steel 36/52) would lead to a larger crack parameter. However, it is noticed that the allowed crack parameter is given at fixed values (0.1, 0.15, 0.2, 0.3). Hence, using steel 40/60 would require additional reinforcement for cracking considerations in a limited number of structures. This could be shown by the following example. Assuming allowed crack parameter = 0.15, and a certain area of steel rebar is computed according to steel 36/52. According to equation (2), the crack parameter was computed as 0.08 for steel (36/52). Using 90% of the area of rebar for steel 40/60, w_k will be equal to 0.088 for steel (40/60),. still within the allowable range (w_k < 0.15). Also, same for crack parameter = 0.12 for (steel 36/52), it will be approximately (0.13) for steel 40/60. Only when w_k is larger than 0.135 (steel 36/52), then w_k is larger than 0.15 for steel (40/60), hence, requiring additional rebar. Hence, for any crack parameter

Table 14- Maximum allowed rebar diameter in beams for crack control



ECOP (eq. 4.66) : $\phi \le r\left(\frac{\mu_z}{f_s^2}\right) \times 10^6$

D.L / (D.L. + L.L.) = 0.70 (f_s = 0.7 f_{all})

A_s	A_s'	A_s%	Max. Diameter	
			36/52	40/60
5.08	2.24	0.29%	22mm	18mm
10.16	5.08	0.58%	48mm	40mm
11.40	5.08	0.65%	55mm	45mm

D.L / (D.L. + L.L.) = 0.80 (f_s = 0.8 f_{all})

A_s	A_s'	A_s%	Max. Diameter	
			36/52	40/60
5.08	2.24	0.29%	17mm	14mm
10.16	5.08	0.58%	37mm	20mm
11.40	5.08	0.65%	42mm	35mm

Notes:
Assume t= 70cm, b=25cm ,n=10 for all cases
Assume zone (1), r = 120
f_{all} = 2000 ksc for steel 36/52
f_{all} = 2200 ksc for steel 40/60

load is 400 kg/m^2. It is assumed that this flat slab is used as a roof of a water tank. Design is carried out according to BS 8007, and BS 8110. Crack width at bottom is 0.1 mm (water side), and at top is 0.3 mm. From the reported results shown in Table (12), it is found that saving in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for the flat slab is 7 %.

Another flat slab case is considered. The flat slab is also (35 m * 35 m) but with a module of 7m * 7m, slab thickness is 24 cm. The design live load is 750 kg/m^2. Design is carried out according to BS 8007, and BS 8110. From the reported results shown in Table (12), it is found that saving in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for the flat slab is 10.3 %.

Table (12): Flat slab floors

Structure	Savings	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Flat slab 35* 35 m Spans: 5* 5 m	**100%**	**93%**
Flat Slab 35*35m Spans: 7*7 m	**100%**	**89.7%**

* Flat Slab Floors
* 5m * 5m and 7m * 7m Module
* ts = 20 cm, ts = 24 cm
* L.L. = 400 kg/m^2, L. L. = 750 kg/m2
* BS 8110, BS 8007
* Crack width (bottom) = 0.1 mm
* Crack width (ton) = 0.3 mm

4- COMPARISON OF CODE REQUIREMENTS FOR CRACKING, DEVELOPMENT LENGTH, MINIMUM STEEL REQUIREMENT FOR STEEL TYPES (36/52) AND (40/60):

This section presents additional discussions concerning development length, cracking considerations, and minimum steel rebar requirements. These issues are considered in the calculations summarized in the previous section. They are discussed here in further details for the sake of completeness.

4.1 Development Length :

According to Egyptian Code of Practice, section (4-2-5), the development length required for both steel types (36/52) and (40/60) are shown in Table 13. From this table it can be found that there is no difference in the development length for both types considered in case of compressed bars. For tensioned bars, the difference is not more than 10%. It should be noticed that this 10% difference for tension lap splices, represents about 1- 2% of the total length (hence weight) of rebars used in a structure for steel 40/60 more than steel 36/52.

Table (13): Development length for steel 36/52, 40/60 in ECOP 1995

Development Length	Steel 36/52	Steel 40/60	Percentage Difference
Tension, Straight	65 ϕ	70 ϕ	7.7 %
Tension, Hook	50 ϕ	55 ϕ	10.0 %
Compression	45 ϕ	45 ϕ	0.0 %

4.2 Crack Control:

The previous studies have shown that savings could be achieved in several types of structures by using steel 40/60. Cracking requirements were considered in the calculations.In this section, the cracking considerations are further studies due to their importance. It is noticed that in the ECOP 1995, the maximum allowable stresses at service stage for steel 36/52 and 40/60 are 2000 kg/cm2, and 2200 kg/cm2 respectively. Hence, 10% lower quantity of steel rebar could be possibly used in R.C. structure with steel 40/60. However, due to the higher stresses in the steel rebar 40/60, the question arises: would this mean a 10% larger crack width for steel 40/60?, hence no savings in rebar quantity for steel 40/60? This issue is discussed considering the code requirements for cracking in the Egyptian code of practice (ECOP 1995), and the proposed 2001 code are presented (Equations 1, 2 respectively).

In the ECOP 1995, the serviceability limit state of cracking is checked by limiting crack width through suitable choice of steel stress under service load, bar diameter, bar surface condition, bar spacing and reinforcement ratio [4]. The code requires that the maximum Bar diameter (ϕ) should be chosen according to the following condition:

$$\phi \leq r \left(\frac{\mu_z}{f_s^2} \right) 10^6$$

Equation 4-66, ECOP 1995 (1)

ϕ: Largest allowed bar diameter of the longitudinal reinforcement in (mm)

Table (7): Circular ground water tank (5000 m^3)

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Base	100%	95.6%
Walls	100%	90%
Total	100%	92.4%

*Circular ground water tank. capacity 5000 m3.
* Tank radius = 35 m - Wall height 5.6 m
* Crack width < 0.2 mm for wall & base waterside.
* Tank top slab, Flat Slab 5 m x 5 m
* BS 8007

3-5 Reinforced Concrete Bridge:

The bridge consists of 4 spans, each 20m long. The column height is 6 m, and the bridge width is 10.4 m. The bridge is designed according to BS 5400. From the reported results shown in Table (8), it is found that saving in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for pile caps is 4 %. Savings in columns is 10%. Savings in bridge superstructure is 6.4 %. The total saving in the steel rebar quantity for the whole structure is 7 %.

Table (8): Reinforced concrete Bridge

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Pile Caps	100%	96%
Columns	100%	90%
Super structure	100%	93.6%
Total	100%	93%

* 4 Spans Continuous bridge, each span 20m
* Column Height: 6m, bridge Width: 10.4 m
* BS 54000

3-6 Prestressed Concrete Bridge, 40 m spans:

The bridge is designed according to BS 5400. The deck is prestressed concrete. The reinforced concrete columns of the bridge are 10 m high. Only columns and pile caps are considered in the comparison. From the reported results shown in Table (9), it is found that saving in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for pile caps is 5 %, for columns 7%.

Table (9): Substructure for Prestressed Bridge (40 m spans)

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Pile Caps	100%	95%
Columns	100%	93%

* Column height: 10 m spans: 40m
* BS 5400, AASHTO

3-7 Floor Systems:

3-7-1 Slab and Beam Floor Systems:

Several typical cases of floor systems that are used in residential and office buildings are considered. The parameters are interior panels or exterior panels, live load intensity (200 kg/m^2, 500 kg/m^2), and the presence or non-presence of brick walls. Rectangularity ratio for all slabs is taken as 1.5. The results are shown in Table (10). It can be observed that for slabs with small spans 3 m * 4.5 m, there is no savings by using steel 40/60 instead of 36/52. For large spans, savings could reach up to 10.9 %.

Table (10): Slab & beam floor Sy using steel 36/52 & steel 40/60

Span	Beam		Ts	L.L.	% Savings	
M	B	T	M	t/m^2	Without Walls	With Walls
3 x 4.5	0.25	0.6	0.10	0.20	0.00	0.00
4 x 6	0.25	0.6	0.12	0.20	2.48	3.11
5 x 7.5	0.3	0.6	0.14	0.20	7.02	9.44
3 x 4.5	0.25	0.6	0.10	0.50	0.00	0.00
4 x 6	0.25	0.6	0.12	0.50	6.4	10.87
5 x 7.5	0.35	0.6	0.16	0.50	8.52	10.94

Note: Interior Panels, L.L. = 200 & 500 kg/m^2

3-7-2 Hollow Block Floor :

One way hollow blocks slab floor with 3 spans of 5 m each is considered. The rib width is 10 cm. Depth of the hollow block slab is 21 cm. To satisfy deflection limits, the depth of the slab should be greater than 13.5 cm, 15 cm, for steel with f_y = 3600, 4000 kg/cm^2, respectively. From the study, it is found that the saving in steel rebar quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for the hollow block floor slab is 6.7 % (Table11).

Table (11): Hollow Blocks Floor

Structure	Savings	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Hollow blocks Floor 3 spans * 5 m	100%	93.3%

*One way Hollow blocks slab floor
* 3 spans * 5m each L.L. = 300 Kg/m2
* Depth of H.B. slab = 21cm
* Brib = 10 cm
* BS 8110

3-7-3 Flat Slab as roofs of Water Tanks:

The flat slab is (35 m * 35 m) has a module of 5 m * 5 m, and the slab thickness is 20 cm. The design live

the savings in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for footings and semels are 9.4 %, and 8.5 % respectively. Saving in ground floor columns is 9.1 %. Saving in first and second floor columns is 9.4 %. Saving in typical floor slab is 8.9 %. The total saving in the steel quantity for the whole building is 9 % (about 17 tons)

Table (4): Industrial factory building

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Footings	100%	90.6%
Semel	100%	91.5%
Ground Floor Columns	100%	90.9%
First and second floor columns	100%	90.6%
Typical Floor slab	100%	91.1%
Total	**100%**	**91%**
Steel consumption	164 Kg/m^3	150 Kg/m^3
Total Concrete Quantity	1824 m^3	1824 m^3
Total steel Quantity	300 Ton	273 ton

* 3 Floors Building in 10th of Ramadan City
* Area / floor = 1370 m2
* Spans of columns 9m * 8.2 m
* Flat Slab Floors, ts = 25 cm
* L.L. = 800 kg / m2

3-3 -Elevated Water Tank (1000 m^3) :

The capacity of the elevated tank is 1000 m^3. Its height is 50 m above ground. The tank shape is a frustum of a cone with lower diameter of 13 m, upper diameter of 32 m, and height of 8 m. Tank carrier has a cylindrical shape with outer diameter of 8.5 m, height 40 m, and thickness of 0.35 m. The reinforced concrete tank base has a thickness of 2 m. Crack width for tank water side is 0.2 mm. The tank is designed according to Egyptian Code of Practice. From the reported results shown in Table (5), it is found that savings in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for foundation is 9.8 %. Savings in tank carrier and cone are 6.8 %, and 6 % respectively. The total saving in the steel quantity for the whole structure is 8.9 % (about 18 tons)

3-4 - Ground Water Tanks:

The capacity of the rectangular ground tank is 6125 m^3. Its dimensions are 35 m * 35 m * 5 m. The wall thickness of the tank is 25 cm at bottom, and 20

Table (5): Elevated water tank (1000 m^3)

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Foundation	100%	90.2%
Carrier	100%	93.2%
Cone	100%	94%
Total	100%	91.1%
Steel consumption	154 Kg/m^3	142 Kg/m^3
Total Concrete Quantity	1525 m^3	1525 m^3
Total steel quantity	235 ton	217 ton

*Elevated Tank capacity = 1000 m^3
* Total height 50m above ground.
* Tank shape is a Frustum of a cone with lower diameter of 13m, upper diameter of 32m, and height of 8 m.
* Tank carry has a cylindrical shape with outer diameter of 8.5 m, height 40m, and thickness 0.35m
* Tank R. C. base thickness of 2m.
* Crack width for tank water side = 0.2 mm

cm at top. Crack width for tank walls and base at water side is 0.2 mm. Crack width for tank roof at water side is 0.1 mm. The tank is designed according to BS 8007. From the reported results shown in Table (6), it is found that savings in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for tank base and walls are 6 %, and 10 % respectively. The total savings in the steel quantity for the whole structure is 8 %. The bar list for this tank is shown in appendix.

Table (6): Rectangular ground water tank (6125 m^3)

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Base	100%	94%
Walls	100%	90%
Total	100%	92%

* Ground Tank Capacity = 35 * 35 * 5 = 6125 m^3
* t wall = 25/50 cm
* Crack width for tank walls and base at water side = 0.2 mm for tank Roof at waterside = 0.1 mm
* BS 8007

A Circular ground water tank of capacity 5000 m^3 is also studied. Its diameter and height are 70 m, and 5.6 m respectively. Crack width is limited to 0.2 mm for wall and base at the water side. Tank top is flat with module 5 m * 5 m. The tank is designed according to BS 8007. From the reported results shown in Table (7) it is found that savings in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for tank base and walls are 4.4 %, and 10 % respectively. The total saving in the steel quantity for the whole structure is 7.6 %. Refer also to discussion in section 4.3 concerning minimum steel rebar requirements in liquid retaining structures.

Table (2): Steel rebar grades in Egypt & worldwide

	Steel Grades	Units	Main Specs.	Yield stress*
Egypt	24/35, 28/45, 36/52, 40/60	(kg/mm^2)	ES 262	360 Mpa
Europe	B500 (H or N ductility)	(Mpa)	pr EN 10080	500 Mpa
UK	Grade 250, 460	(Mpa)	BS 4449	460 Mpa
ISO	Grade 300, 400, 500	(Mpa)	ISO 6935	
USA	Mainly Grade 60 (60ksi ≈ 42 kg/mm^2) also Grade 40, Gr. 75	(ksi)	ASTM 615, 706	420 Mpa
Germany	BSt 420S, BSt 500S, BSt 500 M	Mpa	DIN 488	both

*Notes: Yield Stress of most commonly used rebar
Notes: 2) refer also to Table 16 in section 4, for further discussion of mechanical properties of rebar.

3- ESTIMATION OF POTENTIAL SAVINGS IN REBAR QUANTITIES BY USING STEEL (40/60) INSTEAD OF STEEL (36/52)

In this section the potential savings in steel reinforcing bars (rebar) rebar quantities by using steel (40/60) instead of steel (36/52) are discussed. Several cases are considered including buildings, industrial factories, building components, water tanks, and bridges. These structures were previously designed using steel 36/52. They are redesigned using steel 40/60 instead of 36/52. Considerations of cracking, bond, development length, and minimum steel requirements according to code provisions are all taken into consideration. It is assumed that concrete dimensions in both cases (for steel 36/52, and steel 40/60) are kept constant. The main question addressed here is: knowing that steel 40/60 has allowable and yield stress limits 10 %, and 11 % higher than steel 36/52, what are the savings expected in practice considering all of the above mentioned factors?

3-1- Residential Building:

The building consists of a basement, ground floor, and 11 typical floors. Building foundation is raft foundation of thickness 1.25m. The basement area is 550 m^2. The typical floor area is 350 m^2. The basement floor structural system is the beam and slab system with a live load of 500 kg/m^2. The typical floors structural system is the flat slab system with live load of 200 kg/m^2. Lateral Loads are resisted by reinforced concrete core and columns. The building is designed according to Egyptian Code of Practice. From the reported results shown in Table (3), it is found that savings in steel quantities when using steel (40/60) instead of steel (36/52) for raft foundation and retaining walls are 6.2 %, and 5 % respectively. For ground floor core and columns savings are 8.9 %. Savings in the 4th floor core and columns, and 8th floor core and columns are 7.1 %, and 7.3 % respectively. Savings in the basement floor slab, and typical floor slab are 6 %, and 7.9 %. The total saving in the steel quantity for the whole building is 7.4 % (about 26 tons). Assuming that the cost of steel rebar (placed in site) is 2000 L.E./ton, and cost of reinforced concrete is 500 L.E./m^3; the saving is 50,000 L.E. in building cost of 1,000,000 L.E., i.e. 5 % of the cost of structural works.

Table (3): Structure: residential building

Part	Steel Content (kg/m^3)	
	Steel (36/52)	Steel (40/60)
Raft Foundation	100%	93.8%
Retaining Walls	100%	95%
Ground floor core and Columns	100%	91.1%
4th floor core and Columns	100%	92.9%
8th Floor core and Columns	100%	92.7%
Basement Floor Slab	100%	94%
Typical floor slab	100%	92.1%
Total	**100%**	**92.6%**
Steel Consumption	173 Kg/m^3	160 Kg/m^3
Total concrete quantity	2027 m^3	2027 m^3
Total steel quantity	350 Ton	324 Ton

* The building consists of a basement, ground floor, & 11 typical floors.
* Raft Foundation of thickness 1.25 m.
* Basement area = 550m^2
* Typical floor area = 350m^2
* Basement floor is beam and slab system with L.L.=500 kg/m^2.
* Typical floors: flat slab with L.L. = 200 Kg/m^2
* Lateral loads are resisted by R.C. Core columns
* Egyptian Code of practice

3-2 -Industrial Factory:

This factory lies in 10th of Ramadan City. It consists of 3 floors. The floor area is 1370 m^2. The columns spans are 9 m * 8.2 m. Flat slab thickness is 25 cm. Live load considered is 800 kg/m^2. Building foundation consists of isolated footings. From the reported results shown in Table (4), it is found that

are carried out according to the Egyptian Code for Reinforced Concrete Buildings (1995). For water tanks and bridges BS8007 and BS5400 are considered.

Relevant Studies: (1) In addition to the above studies on potential savings in R.C. structures by using steel 40/60 rather than steel 36/52, , the following studies were carried out: (2) Parametric study on cracking considerations for steel 40/60 and 36/52 according to the requirements of the Egyptian Code of Practice 1995, and the proposed 2001 Code. (3) A mathematical model for the stress-strain curve for 40/60 steel rebars is given based on actual tensile tests. It describes the stress-strain curve in the elastic, yield plateau, and strain-hardening regions up to ultimate strain (εsu). The stress-strain curves are needed for nonlinear analysis of structures, and for constructing M-ϕ diagrams of R.C. sections. (4) Moreover, the steel rebar types commonly used in other countries are reviewed. (5) Finally, the appendix summarizes the results of tensile tests on 51 samples of steel rebar samples. Yield stress, ultimate strength, and elongation at failure are presented.

Previous work: Suggestions to use high strength steel in Egypt date back from 1955 [2]. A comprehensive study [3] was conducted in 1989 concerning high grade steel (36/52) in R. C. structures. Since the late 1980's, early 1990's, steel 36/52 is the most common and replaced mild steel rebar for most structures. It should be mentioned here also that within this research program on steel rebar 40/60 [22], a limited experimental study on beams and columns with different ratios of reinforcement was carried out also to study the behavior of the structural elements reinforced with steel 40/60. Load versus deformation, cracking, failure load, etc... are recorded from the tests. Results are given in [22], as this paper focuses on analytical and economical studies of steel 40/60.

2- STEEL REBARS USED IN EGYPT AND WORLDWIDE

Table (1) presents the steel rebar types allowed to be used in Egypt and their mechanical properties [1]. Two types of mild steel are allowed, and two types of high strength steel are allowed. Wire mesh is also allowed to be used. This study focuses on high strength steel. These are steel 36/52 and steel 40/60. It is noted that the first and second numbers (36, 52 for example) refer to the yield and ultimate tensile strength of these rebars in units of kg/mm^2. These are equivalent to f_y= 3600 kg/ cm^2 (ksc) or 360Mpa, and ultimate of 5200 ksc (520 Mpa). Steel 40/60, which is also allowed to be produced and used in R.C. structures in Egypt, has a yield and ultimate strengths of 4000 ksc (400Mpa) and 6000ksc (600Mpa). Steel rebar types used in other countries are summarized in the Table (2). It can be observed that there is a global trend towards using rebar with yield strength fy $\geq$ 420 Mpa. The yield and ultimate strength for the most common rebar in Egypt (36/52) are lower than those used in many other countries. Thus, using steel 40/60 would be approaching global trends. Appendix 1 of the paper presents further discussion of the steel rebar types used in USA, Europe, including their mechanical properties and typical stress-strain curves.

Note: It is noticed that steel grade (40/60) is currently rarely considered by the designers. Mostly design is based on steel 36/52. On the other hand, steel rebar with higher yield strength are specified to be used in some mega projects, for example steel of grade 60 according to ASTM is used. Grade 60 steel according to ASTM has a yield of 42 kg/m^2 (60 ksi) and ultimate of 63 kg/m2 (90 ksi), both higher than steel 40/60. It should be emphasized here that steel rebar 40/60 according to ECOP is different than grade 60 steel rebar according to ASTM. They have slightly different chemical composition, and strengths. They should not be confused together.

Table (1) Steel reinforcement rebar types allowed by Egyptian code of practice, and their mechanical properties

Steel Type	Rank	Bar Surface	Min Yield Stress or 0.2% of Proof Stress (Kg/mm2)	Min. Ultimate Tensile Strength (Kg/mm2)	Min. Elongation Percentage
Normal Mild Steel	24/35	Plain	24	35	20%
	28/45	Plain	28	45	18%
High Tensile Steel	**36/52**	**Deformed**	**36**	**52**	**12%**
	40/60	**Deformed**	**40**	**60**	**10%**
Wire* Mesh	45/52	Plain or Deformed	45	52	8%

*Cold Formed Welded wire mesh

ANALYTICAL AND ECONOMICAL STUDIES ON THE USE OF HIGH STRENGTH REINFORCING STEEL BARS (40/60) IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

By
Dr. Eng. Mourad M. Bakhoum*

ABSTRACT:

High strength steel reinforcing bars (rebar) known as steel 40/60 is allowed by the Egyptian code of practice. However, it is rarely considered in the design, although there is a possibility that it could provide savings in rebar quantities in some structures. One of the main questions this paper tries to answer is the following: The allowable stress, yield stress and ultimate strength of steel 40/60 are 10%, 11% and 13%, respectively, higher than those of steel 36/52. So, does this mean that we can expect a saving of 10% in the cost of steel rebar in reinforced concrete structures if we use rebar 40/60 rather than steel 36/52 commonly considered in design? What about cracking in R.C. members with the higher strength steel? What about requirements for minimum steel quantities in Reinforced Concrete members, and other code requirements? To answer these questions, actual structures that were previously designed with steel 36/52, are redesigned with steel 40/60. The code requirements considering serviceability, development length, minimum steel, cracking, etc ... are considered. The potential savings in the different cases are reported. Moreover, a mathematical model for the stress-strain curve of steel rebar 40/60 is given based on tensile tests of steel rebars. The stress-strain curve is needed for the nonlinear analysis of Reinforced concrete structures, and for the construction of M-ϕ diagrams of R.C. sections, which are required in some recent seismic design methods and codes, and as one of the estimates of ductility of structures. The paper includes also a discussion and a comparison to the steel rebar types used in other countries and their mechanical properties.

1- INTRODUCTION

The Egyptian code of practice for concrete structure (ECOP 1995), allows the use of four steel grades for steel reinforcing bars: 24/35, 28/45, 36/52, 40/60 (in addition to wire mesh). The last (i.e. 40/60) is currently produced on a relatively large scale. However, it is rarely considered in practice.

Objective of the study: The main objective of this investigation is to study the possible savings that may be made through the use of steel (40/60) in lieu of steel (36/52). Just by comparison of yield strengths, the savings would seem to be 11%. However, many factors have to be taken into considerations such as: requirements to satisfy limit state of cracking, and minimum steel requirements (particularly in lightly loaded members), and development length.

*Associate Professor, Structural Engineering Department, Cairo University

Procedure: Hence, in order to assess and estimate the potential savings in reinforced concrete structures by using steel 40/60 rather than 36/52, while considering the design and code requirements, several actual structures that were originally designed using steel 36/52, have been redesigned using steel 40/60. The quantities of steel rebar for both steel grades have been computed for all the elements in the structures (Slabs, Beams, Columns, foundations, ... etc), considering the parameters previously mentioned. The cases considered included a residential building, an industrial factory, water tanks (elevated, ground), a reinforced concrete bridge and substructures of a prestressed concrete bridge (40m span). Also, parametric studies were carried out on several reinforced concrete floor systems (slab and beam, Hollow blocks, flat slab) with different spans, to find out the percentage of savings for small spans and large spans. Calculations

ness was recorded. A gain of about 12% was achieved by using 0.75% volume fraction of steel fibers as shear reinforcement. This stiffness also varied depending on the volume fraction of fibers, the higher the volume fraction, the higher the stiffness.

3. The final maximum strain in specimen (S_2) was smaller by about 18% than that in the reinforced concrete specimen (S_7). At the same time, the maximum strains decrease by increasing the volume fraction of fibers. The maximum strain of the polypropylene fiber specimen (S_5) is higher by about 25%, in average, than that for steel fiber specimen (S_2).

4. The addition of high volume friction of fibers increases the initial cracking load. For example, the first visible crack of reinforced concrete specimen appeared at 400 kg (27% of the maximum load), while the fiber reinforced concrete specimen did not develop visible cracks until about 44% of the maximum load, which was 1800 kg. In addition, the initial cracking load increases by increasing the amount of fibers. This increase is about 30% by increasing the volume fraction of steel fibers from 0.75% to 3.25%.

5. Compared to reinforced concrete specimen, an increase of about 5% in the failure load was recorded, at least. For steel fiber concrete specimens, an increase of 17% in the failure load was recorded by using volume fraction of 3.25% instead of 0.75%.

6. Both the rate of crack propagation and the crack pattern are affected by the addition of high volume fraction of fibers. A large amount of multiple cracks was observed in fiber reinforced concrete specimen, which does not exist in reinforced concrete specimen. This process provides substantial post-cracking behavior and large amount of energy absorption; thus, ductility.

7. Steel fibers reinforced concrete specimens show higher initial stiffness, ductility, and initial cracking load as well as failure load compared to the polypropylene fiber reinforced concrete specimen.

REFERENCES

1. *Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, 1975.*
2. *ACI Committee 318 (1987), Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-87), American Concrete Institute, Detroit, 1987.*
3. *Swamy,R. N., and Bahia, H. M., "The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement", Concrete International, Design & Construction, Vol. 7, NO. 3, Mar 1985, pp.35- 40.*
4. *Narayanan, R., and Darwish, I, "Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement", ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 3, May-June 1987, pp216-227.*
5. *Criswell, M. E., "Shear in Fiber Reinforced Concrete", National Structural Engineering Conference, Madison, Aug. 1976.*
6. *ACI Publication SP-44, Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute, Detroit, 1974, 554 pp.*
7. *ACI Publication SP-81, Fiber Reinforced Concrete - Properties and Applications, American Concrete Institute, Detroit, 1984, 660 pp.*
8. *Shah, S. P., and Batson, G. B., Editors, Fiber Reinforced Concrete - Properties and Applications, SP-105, American Concrete Institute, Detroit, 1987, 597 pp.*

maximum load, which was 1800 kg. In addition, the initial cracking load increases by increasing the amount of fibers. This increase is about 32% by increasing the volume fraction of steel fibers from 0.75% to 3.25%.

The failure load recorded for each specimen is defined as the load at which the specimen was unable to withstand additional loads. Compared to reinforced concrete specimen (S_7), an increase of about 5% in the failure load was recorded, at least. For steel fiber concrete specimens, an increase of 17% in the failure load was recorded by using volume fraction of 3.25% instead of 0.75%. The fibers act as an additional reinforcement that helps the main steel to transfer the force and increase the failure load.

The effect of different types of fibers on cracking and failure loads is also shown in Fig. 7. A reduction of about 24% and 33% in the initial cracking and failure loads were recorded by using polypropylene fibers instead of steel fibers, respectively. The polypropylene specimen provides less fiber debonding and fiber pullout compared to steel specimen.

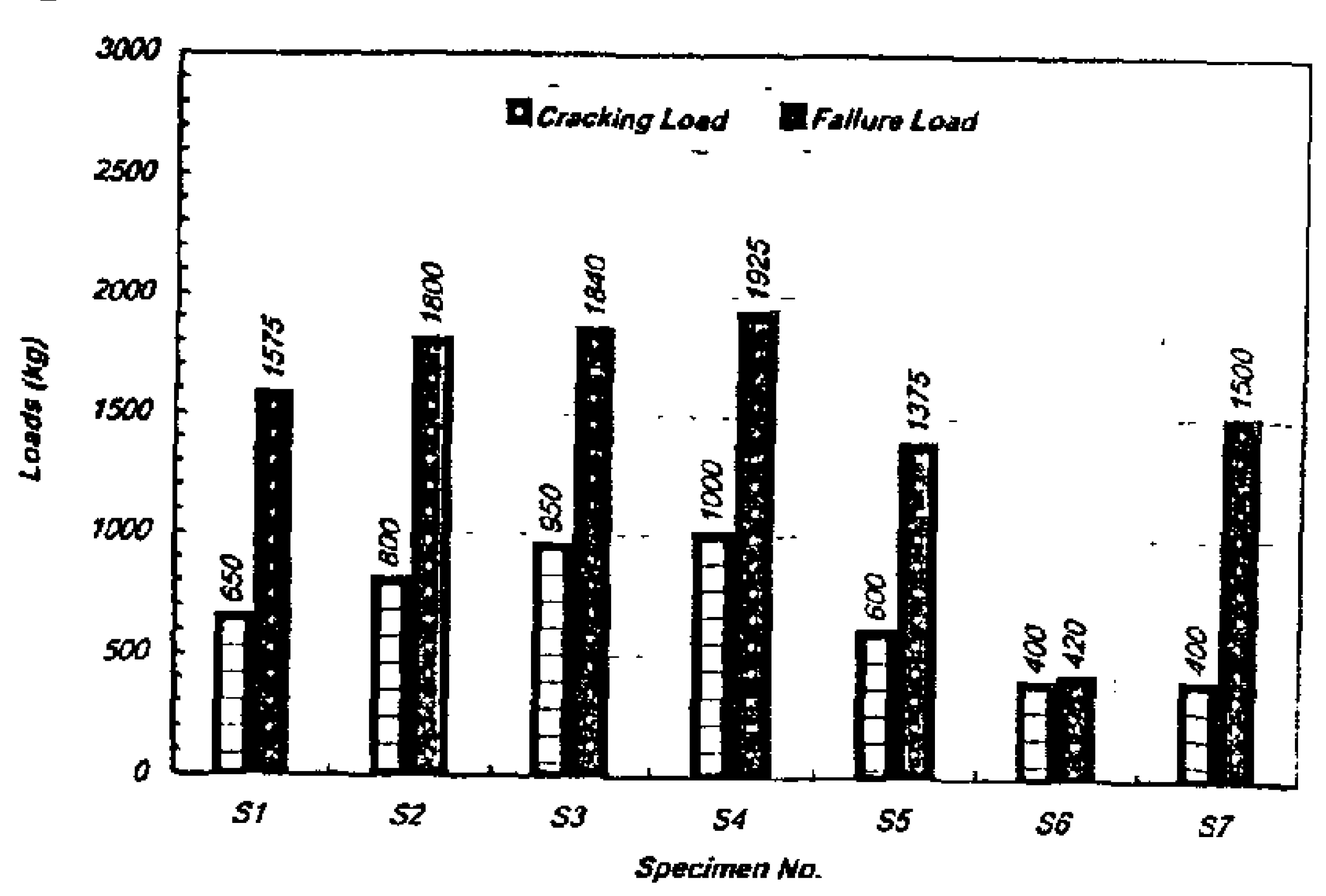


Fig. 7- Initial cracking and failure loads for test specimens

Crack Propagation and Crack Pattern

The first crack for all specimens was always around the column area. As the load increases, the cracking width increases until failure. However, the plain concrete specimen (S_6) had fewer cracks and failed at a relatively small load. Some spalling occurred in the plane concrete specimen prior to failure. Spalling did not occur in the fiber reinforced specimens even at very large deformations because the high volume fraction of fibers held parts of the matrix together during the post-cracking stage.

Both the rate of crack propagation and the crack pattern are affected by the addition of high volume fraction of fibers. A large amount of multiple cracks was observed in fiber reinforced concrete specimen (S_2), which does not exist in reinforced concrete specimen (S_7) as shown in Figs. 8 and 9. This process provides substantial post-cracking behavior and large amount of energy absorption; thus, ductility.

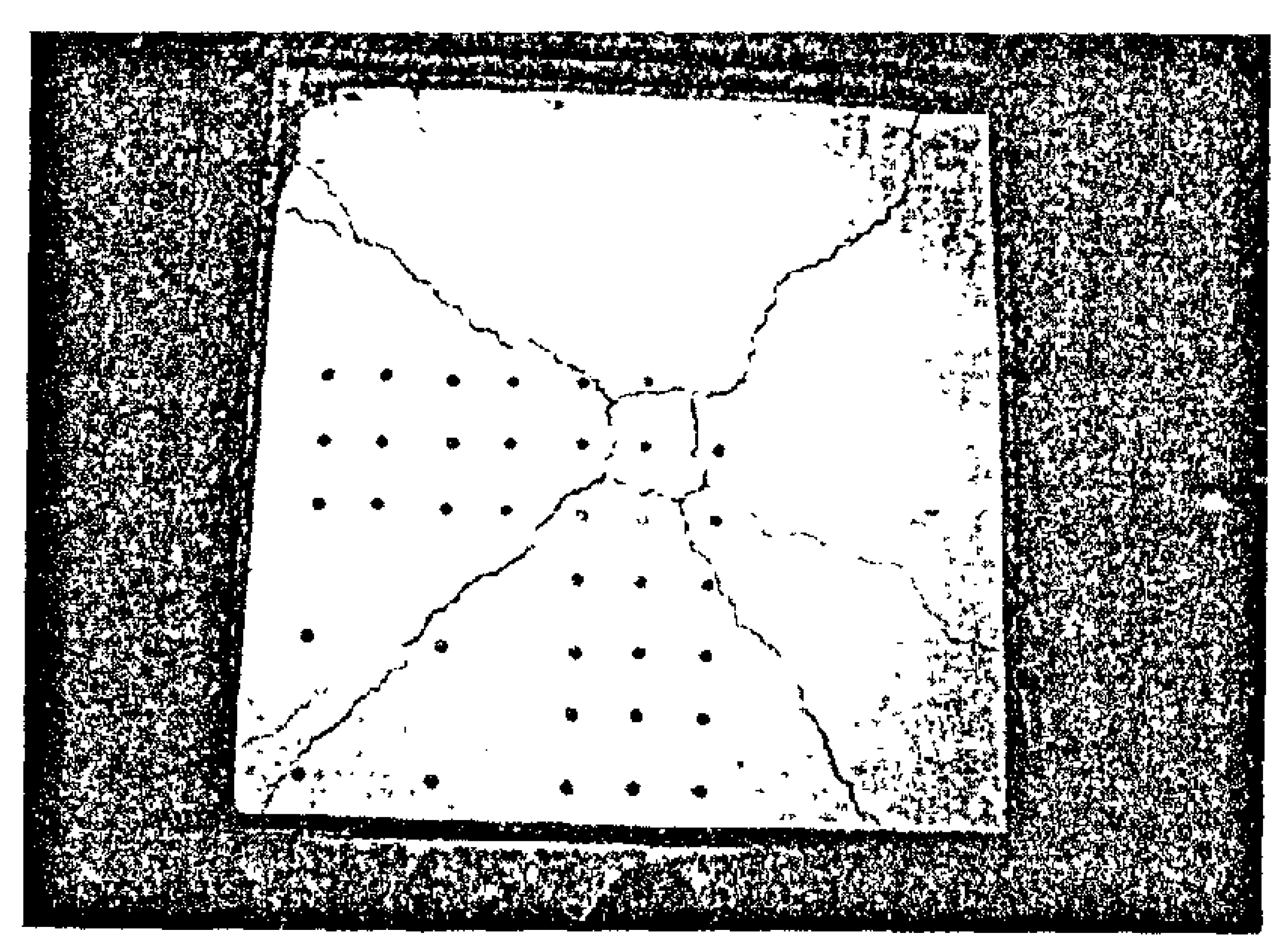


Fig. 8- Final crack pattern for steel fiber reinforced concrete specimen

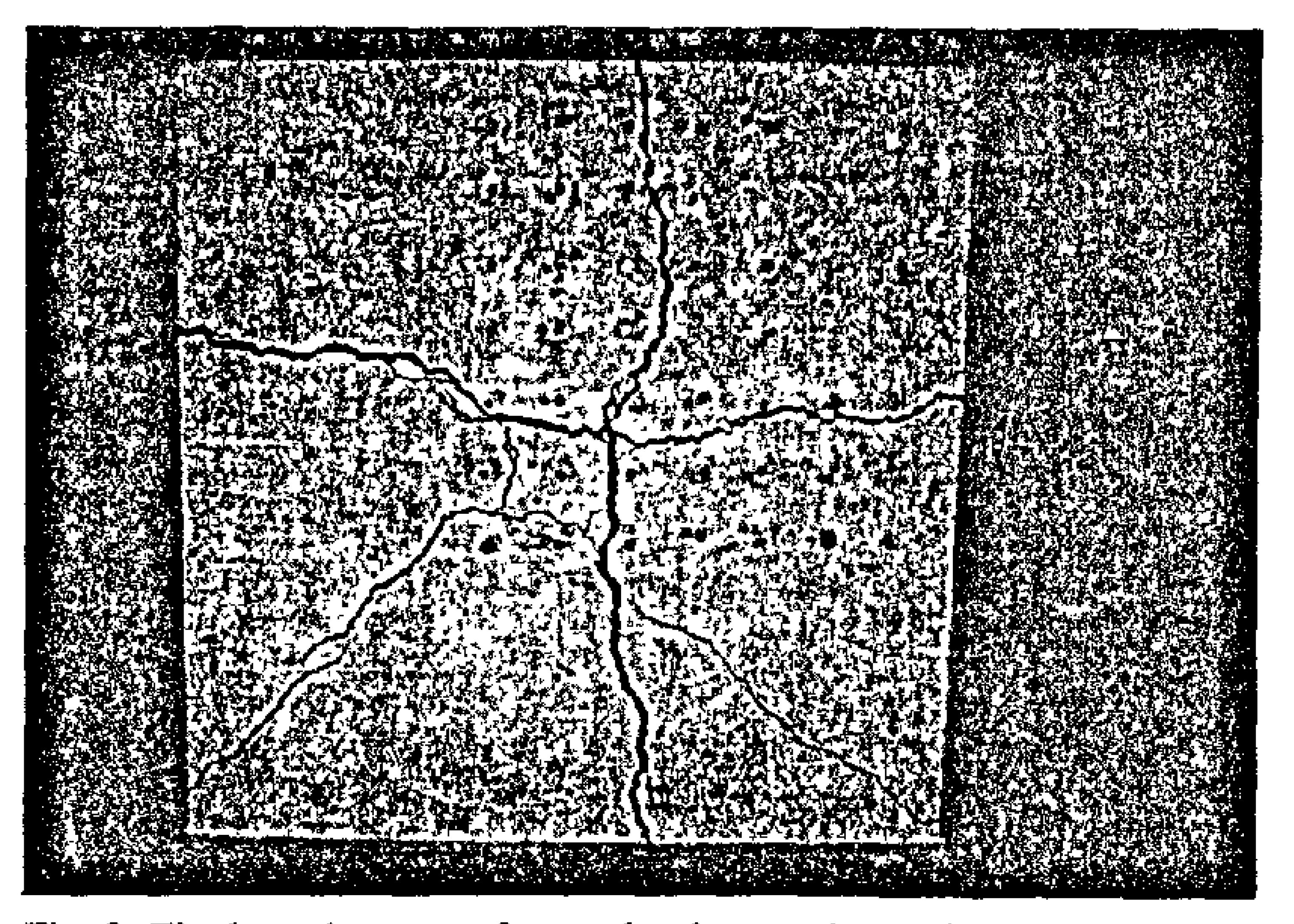


Fig. 9- Final crack pattern for steel polypropylene reinforced concrete specimen

CONCLUSION

The following are the main conclusions based on this experimental work:

1. The maximum deflection decreases by using high volume fraction of fibers. A reduction of 11% was recorded by adding 0.75% as a volume fraction steel fibers. This deflection also varied depending on the volume fraction of fibers, the higher the volume fraction, the lower the deflection.

2. Compared to the plain and reinforced concrete specimens, a significant increase in the initial stiff-

steel fiber specimen (S_2). This may be due to the debonding processing modulus of elasticity of polypropylene fibers, which is lower than that for steel fibers.

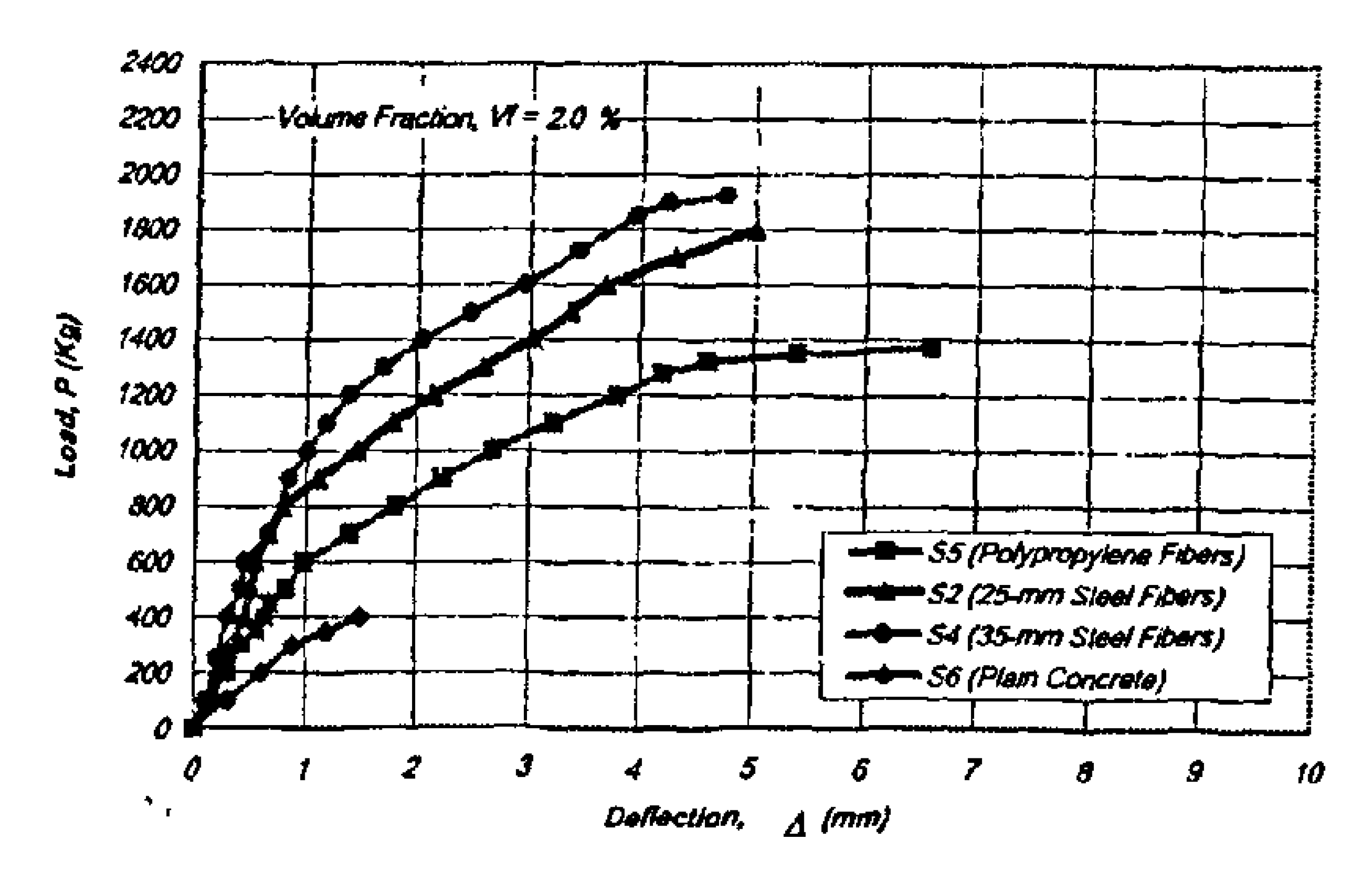


Fig. 4- Load-deflection curves for the second group

Initial Stiffness

The initial stiffness, i.e., the slope of the early part of the load-deflection curve, was taken as the scant slope at 50% of the maximum load. Compared to the plain and reinforced concrete specimens, a significant increase in the initial stiffness was recorded. A gain of about 12% was achieved by using 0.75% volume fraction of steel fibers as shear reinforcement. This stiffness also varied depending on the volume fraction of fibers, the higher the volume fraction, the higher the stiffness. This can be attributed to the high volume fraction of steel fibers increasing the tensile strength of the matrix.

The initial stiffness depends on the types of fibers. The results indicate that the initial stiffness for polypropylene fiber specimen (S_5) is lower by about 22% than that for steel fiber specimen (S_2). This may be due to the polypropylene fibers, which have small modulus of elasticity than that for steel fibers.

Strain Distributions

Typical strain distributions of reinforced and fiber reinforced concrete specimens are shown in Figs. 5 and 6. The magnitude and distribution of strains are governed by the location of cracks. High strain developed near cracks around the column area. This distribution was more uniform for fiber reinforced concrete specimens than for reinforced concrete specimen.

The strains decrease by adding high volume fraction of fibers as shown in Fig. 5. At least, the final maximum strain in specimen (S_2) was smaller by about 18% than that in the reinforced concrete specimen (S_7). At the same time, the strains decrease by increasing the volume fraction of fibers. This can be attributed to the high volume fraction of steel fibers, which increases the tensile strength of the matrix and provides sufficient confinement through superior resistance after micro cracking.

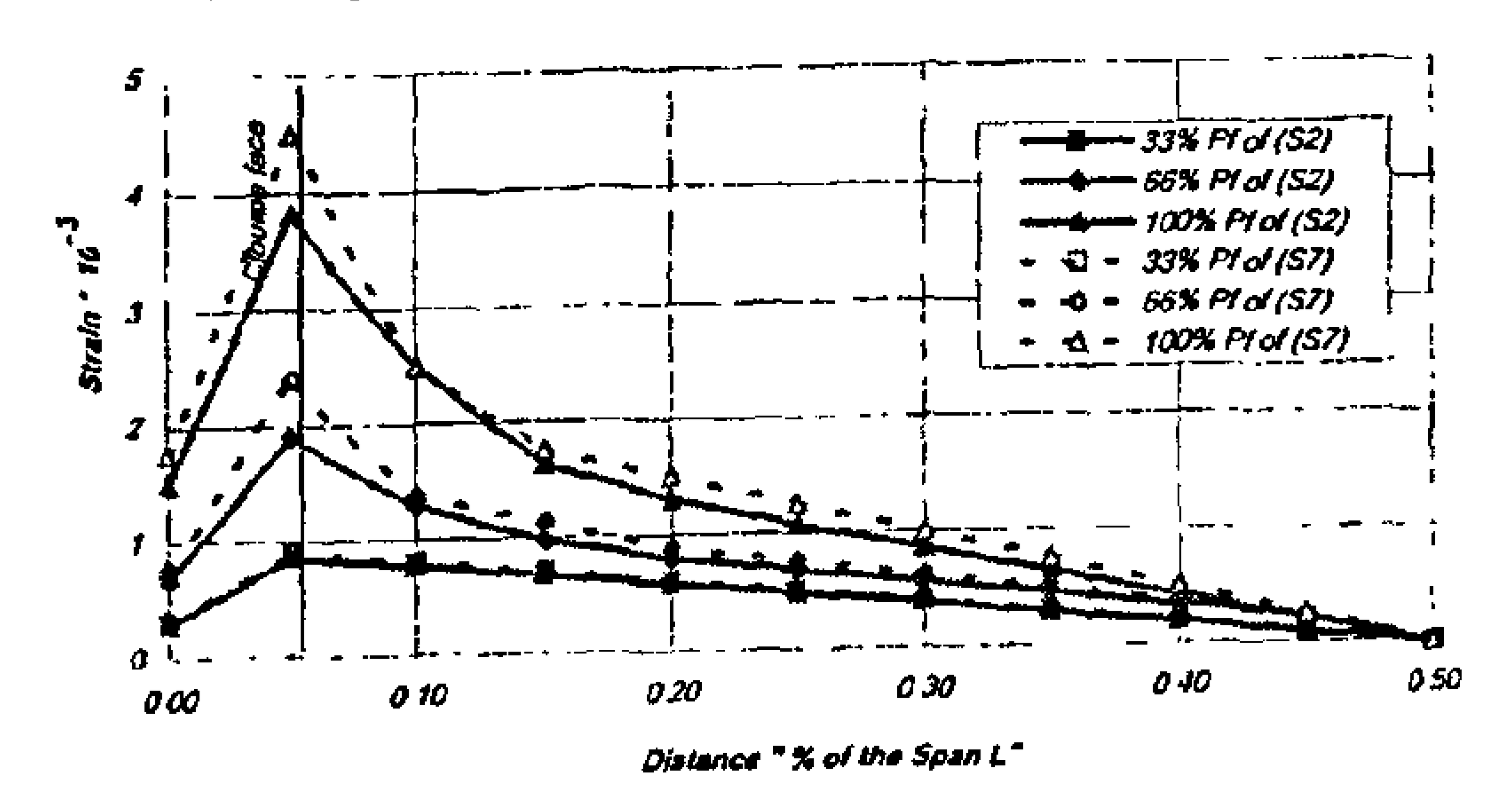


Fig. 5- Strain distribution diagrams for specimen (S_2) vs. specimen (S_7)

The effect of different types of fibers on the specimen strain is shown in Fig. 6. The maximum strain of the polypropylene fiber specimen (S_5) is higher by about 25%, in average, than that for steel fiber specimen (S_2). For a given strain, steel fibers can provide much higher absorption than polypropylene fibers. This may be due to the lower modulus of elasticity of polypropylene fibers than that of steel fibers.

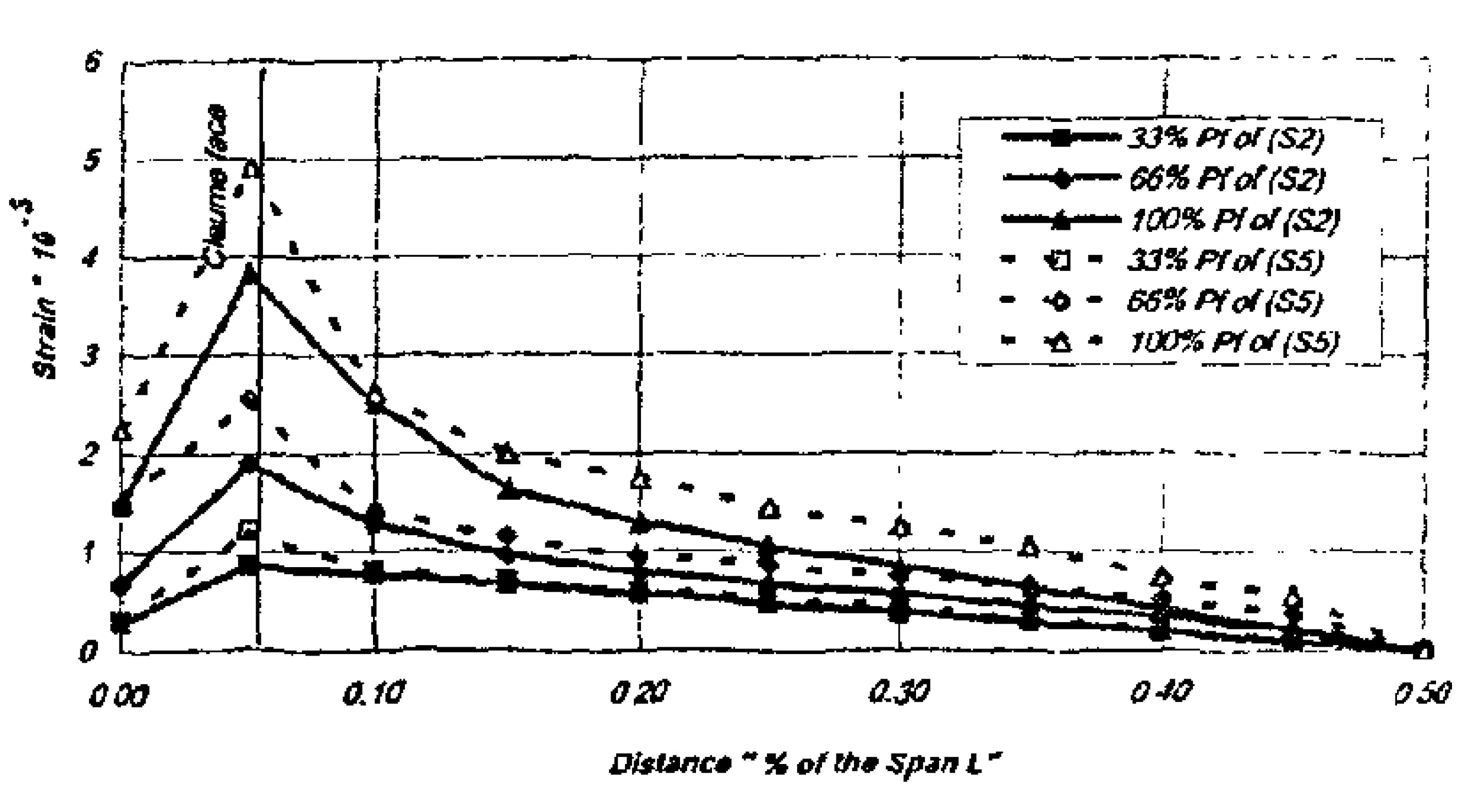


Fig. 6- Strain distribution diagrams for specimen (S_2) vs. specimen (S_5)

Cracking and Failure Loads

The initial cracking and failure loads recorded for test specimens are given in Fig. 7. The addition of high volume friction of fibers increases the initial cracking load. For example, the first visible crack of reinforced concrete specimen (S_7) appeared at 400 kg (27% of the maximum load), while the fiber reinforced concrete specimen (S_2) did not develop visible cracks until about 44% of the

Casting and Curing

The entire specimen was cast in the same time. The concrete was mechanically mixed and compacted using light mechanical vibrators. Three standard cubes were cast using the same mix. The specimens were removed 24 hours after casting. The specimens and test cubes cured for two weeks and tested after 45 days.

Test Setup

All specimens were tested using a load control test machine available in the Concrete Research Laboratory, Cairo University. The load was incremented by 200 kg per step until failure. The test was terminated when the specimen was fractured or when extensive deformation was observed.

Each test specimens was supported on four round supports at its ends and subjected to upward load along the pedestal. To prevent lifting of the other part of the specimen at the corners during testing, a steel frame was used at its corner, clamped to the testing frame in the laboratory, as shown in Fig. 2.

Measurements

The deflections and the strains were recorded after each incremental load. For these records, a dial gauge of 0.01-mm sensitivity and mechanical strain gauge of 0.001-mm sensitivity were used, respectively. The measurements were taken at 4 positions for deflections and 18 positions for strains, as indicated in Fig. 2.

In addition, the propagation of cracks at each incremental load was observed and type of failure was determined. Cracking was detected by optical device focused on the top surface of the specimens at the expected locations of cracks. An Ultra lens instrument with accuracy of 1/20 mm was used to measure the crack width.

DISCUSSION OF TEST RESULTS

Load-Deflection Curve

The load-deflection curves of the specimens exhibit almost three stages of behavior that are marked by significant changes in the slopes, as shown in Figs.3 and 4. These curves started almost linear until initial cracking load, and then they deviated their linearity because the specimen stiffness decreased as a result of crack propagation. The main difference in behavior between

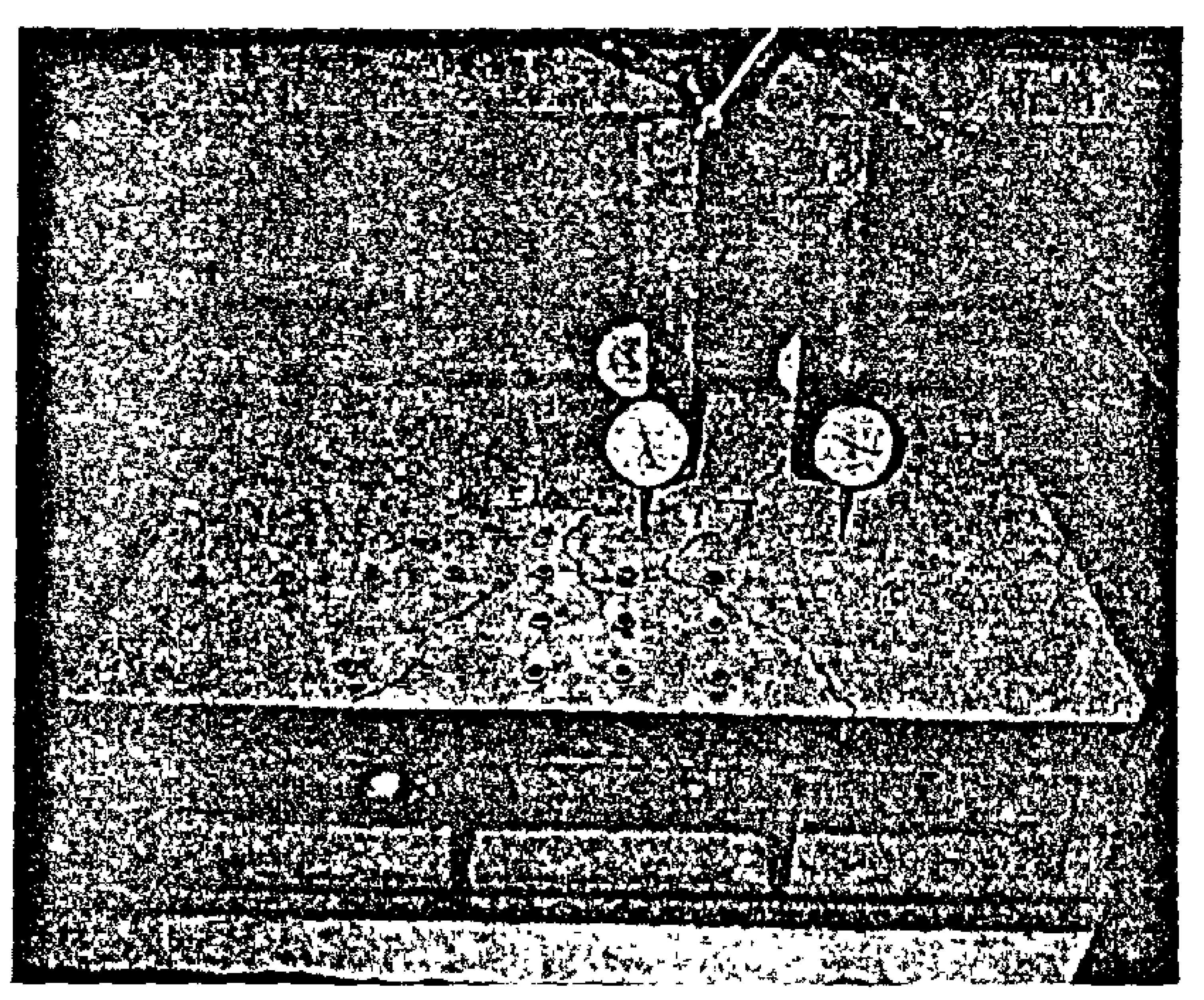


Fig. 2-Positions of deflection and strain measurements

reinforced and fiber concrete specimens is the large multiple cracking stage, which does not exist in reinforced concrete. The non-linearity observed is due to the slow opening of cracks during testing. This process provides for a large amount of energy absorption that can be explained by fiber pullout and fiber plastic deformations [8].

The maximum deflection decreases by using high volume fraction of fibers. At least a reduction in the deflection of 11% was recorded by adding 0.75% as a volume fraction of steel fibers, as shown in Fig. 3. This deflection also varied depending on the volume fraction, the higher the volume fraction the lower the deflection. This may be due to the high volume fraction of steel fibers, which act as an additional reinforcement that helps the main reinforcement to transfer the tensile force across cracks, and decrease the deflection.

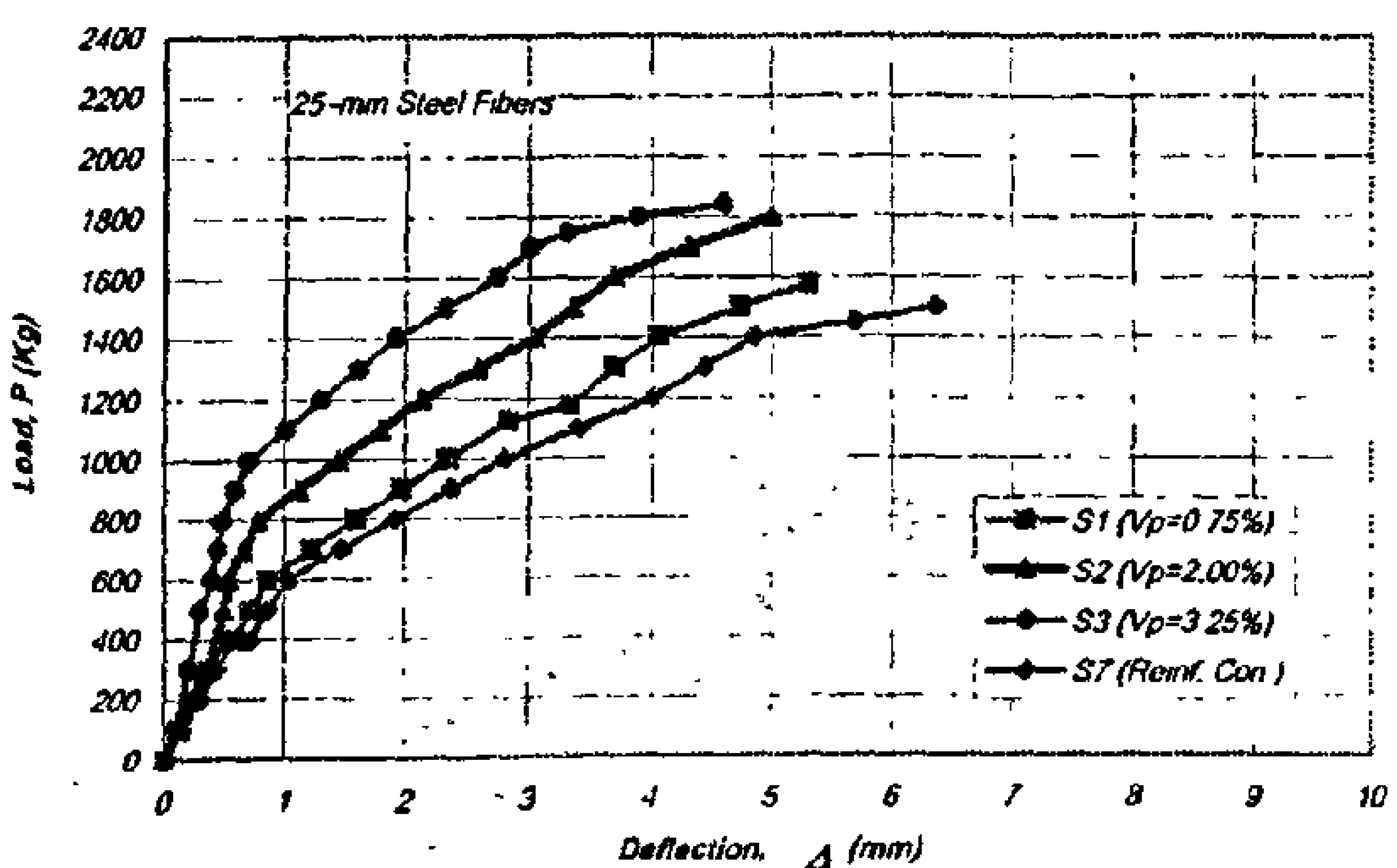


Fig. 3- Load-deflection curves for the first group

The effect of different types of fibers on the specimen deflection is shown in Fig 4. The maximum deflection for the polypropylene fiber specimen (S_5) is higher by about 22% than that for

OBJECTIVE AND SCOPE

The main objective of this experimental work is to investigate the effect of high volume fraction of fibers as shear reinforcement on the strength and the behavior of flat slab structures. Seven flat slab specimens were tested under different parameters. These parameters are amount, length, and type of fibers. The effects of such parameters on deflections, strains, stiffness, loads, and cracking are thoroughly investigated

EXPERIMENTAL PROGRAM

Test Program

The test program was divided into two groups based on the studied parameters. Only one parameter is varied in each group, while all other parameters are kept constant. The first group consisted of three specimens of slabs (S_1, S_2, and S_3). The volume fraction of steel fibers was varied. These volumes were 0.75%, 2.00 %, and 3.25%, respectively. The second group consisted of two specimens of slabs (S_4 and S_5). The slab (S_4) was similar to slab (S_2); the difference was in using 35-mm steel fiber length instead of 25-mm fiber length. The slab (S_5) was similar to slab (S_2); the difference was in using polypropylene fibers instead of steel fibers.

Table 1- Experimental Program

Specimen No.	Type of fibers	Volume fraction (%)	Fiber length (mm)
S_1	Steel fibers	0.75 %	25.00
S_2	Steel fibers	2.00 %	25.00
S_3	Steel fibers	3.25 %	25.00
S_4	Steel fibers	2.00 %	35.00
S_5	Polypropylene fibers	2.00 %	15.00

Reference base: Plain concrete specimen (S_6) and Reinforced concrete specimen (S_7)

A plain concrete specimen (S_6) and a reinforced concrete specimen (S_7) with bent bars shear head reinforcement were tested as reference specimens. The details of all test specimens are listed in Table 1.

Test Specimen

Reinforced concrete specimens, which represent simply supported flat slab subjected to local load at mid point were tested. The specimen simulates the part of continuous flat slab between two successive inflection points, in both directions, supported on columns, as shown in Fig. 1.

The effective span of each specimen was 100 cm, and extended 5 cm outside the centerline of the supports; hence, the overall length was 110 cm. The depth of the specimen was approximately 5 cm. These specimens were loaded through a 10-cm square column stub.

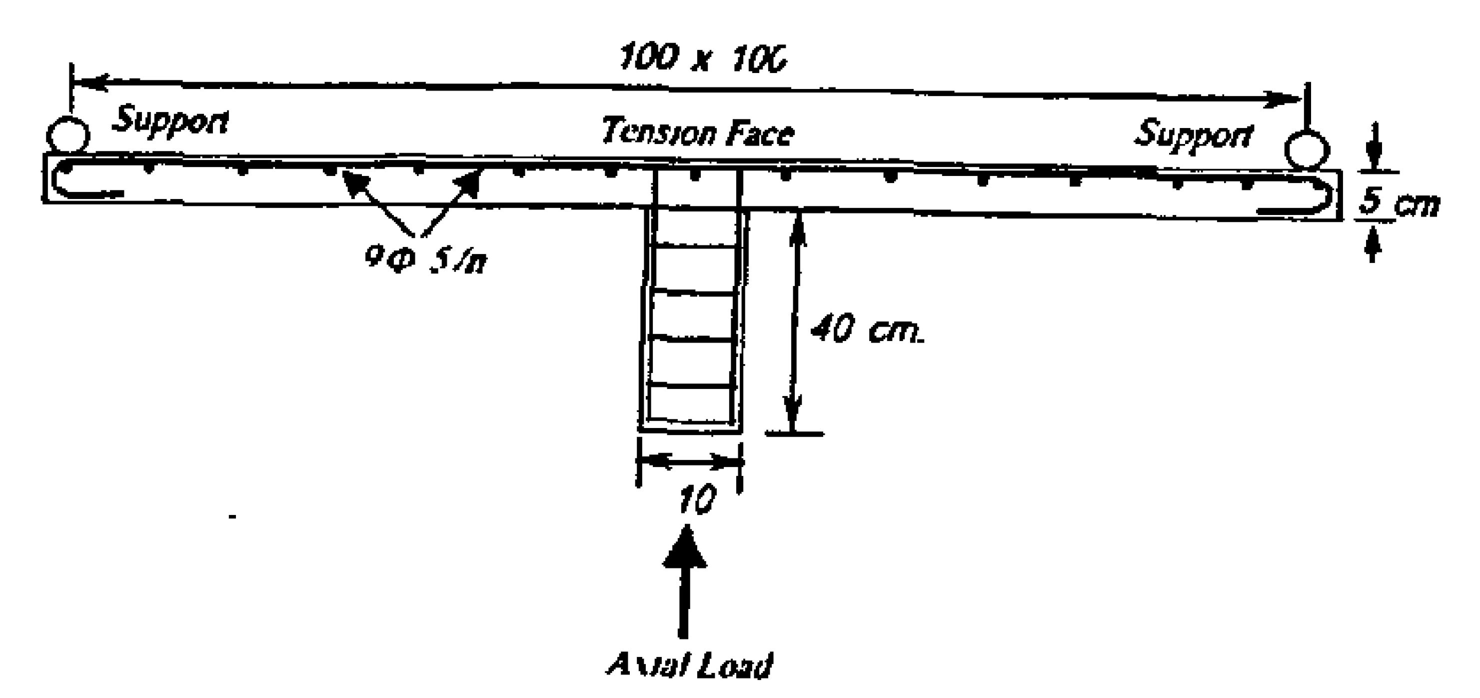


Fig. 1- Test Specimen

Each specimen was reinforced only by 9 Φ 5/m as a tension reinforcement in both directions. No compression or shear reinforcement was used. Only, for the reinforced concrete specimen (S_7), 2 Φ 5 extended bent bars were added above the column width in both directions as shear head reinforcement. The average yield strength of reinforcing steel bars is 2400 kg/cm^2.

Concrete Mix

All test specimens were made from locally available materials in Egypt. The concrete mix used in the specimens consisted of ordinary Portland cement, natural sand, and very fine gravel. Superplasticizer was added to the mix to increase the workability without increasing water content [6-7]. Proportions of used concrete mix are given in Table 2. The mix resulted in cube strength of approximately 350 kg/cm^2 at age of 28 days.

Table 2- Concrete Mix

Item	Parts by percent[1]	Parts by weight[2]
Portland cement	1.00	350
Natural sand	1.70	625
Fine gravel	3.50	1250
Water/(Cement)	0.425	140
Superplastizer	2.5 %	3.50

Notes: [1]Relative weight of constituents; [2]Weight calculated per m^3

Steel fiber 25 mm and 35 mm long with aspect ratio of 30 and 50 were used, respectively. Different aspect ratio was used for the polypropylene fibers. All the fibers are straight and randomly distributed. The mechanical properties of fibers used in this experimental work are given in Table 3

Table 3- Mechanical Properties of Fibers

Type	Tensile strength (kg/cm^2)	Modulus of elasticity (kg/cm^2)	Surface type
Steel	150×10^6	2.0×10^6	Straight
Polypropylene	80×10^6	4.2×10^6	Straight

HIGH VOLUME FRACTION OF FIBERS AS A SHEAR REINFORECEMENT IN FLAT SLAB STRUCTURES

By
Ali M. Hamza *

ABSTRACT

An experimental program is carried out to investigate the effect of high volume fraction of fibers as shear reinforcement on the strength and the behavior of flat slab structures. Seven reinforced concrete specimens which represent simply supported flat slab subjected to local load at midpoint were tested under different parameters. These parameters are amount, length, and type of fibers. The effects of such parameters on deflections, strains, stiffness, loads, and cracking are thoroughly investigated. Compared to plain and reinforced concrete specimens, a significant increase in the initial stiffness and cracking load was recorded. An improvement of performance concerning maximum deflection and strain distribution was also noticed. A large amount of multiple fine cracks was observed in fiber reinforced concrete specimens, which does not exist in reinforced concrete specimens. This process provides a large amount of energy absorption and thus ductility.

KEYWORDS: flat slab; concrete; fiber; shear; strength; behavior; punching; stiffness; deflection; strain; cracking; failure; ductility.

INTRODUCTION

When principle tensile stresses above the columns of a reinforced concrete flat slab structures exceed the tensile strength of concrete, diagonal cracks develop around the column, eventually causing punching failure. The brittle nature of concrete causes the collapse to occur shortly after the formation of the first crack [1]. To overcome this problem, standard shear head reinforcement (bent bars reinforcement and/or I-shape steel beams) was commonly used. However, this type of reinforcement is costly and time-consuming [2]. Adding fibers to concrete, as shear reinforcement, can present a low cost alternative.

The addition of fibers to concrete aids in covering the brittle characteristic to a ductile one. Such fibers are uniformly distributed and randomly oriented throughout the volume of concrete. Thus, reinforcement that is uniformly effective is automatically established. A significant consequence of fiber addition is therefore a substantial improvement in the resistance to the formation and growth of cracks. In addition, a marginal improvement in tensile strength also results.

The effect of fibers addition as shear reinforcement in flat slab is not completely understood. This problem has been addressed by a few researchers with contradictory results. Swamy et al [3] tested several specimens with different amount of steel fibers. The results of these tests showed that for the same shear strength, the deflection in plain concrete is greater than that in fiber reinforced concrete. The influence of the steel fiber content on the shear strength was also studied by Narayanan et al [4]. They conducted several flat slab tests with different amount of fiber content. Their tests showed that fiber content does not have a significant influence on shear strength. Criswell [5] conducted experimental tests on the shear strength characteristics of a flat slab. The results from this study indicate that fiber concrete allows less microcracking, strain, and deformation.

The contradicting results between the previously mentioned works may be due to the small amount of fiber content used in the experiments. There is a reason to believe that, if the fiber content is increased, the strength will increase and the behavior will improve.

* Lecturer, Struct. Eng. Dept., Fac. Of Eng., Cairo University, Giza, Egypt.

are The National Investment Bank, The Ministry of Planning, and other Agencies.

* The great number of public projects and the associated information that need to be handled leads to great confusions especially with the lack of management tools.

* The suggested model for introducing information systems analysis and design principles for public construction sector in Egypt consists of a combination of the known methodologies. A data centered approach to support the systems' feasibility study and a structured approach that fits within the framework of a multiphase methodology for the analysis and design process were used.

* The use of DFDs in analyzing the system need has proven to be easy to understand by different users.

* The use of the suggested information system will assist decision makers, as they will have data about proje
different phases.

REFERENCES

1- *Egyptian Ministry of Planning, "The Detailed Frame of the General Plan for Economical and Social Development", 1992/1993 1996/1997.*

2- *Gane C., Sarson T.,"Structured Systems Analysis: Tools and Techniques", Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1979.*

3- *Yourdon E., Constantine L.L.,"Structured Design", New York, Yourdon, 1979.*

4- *De Marco T., "Structured Analysis and System Specification", New York, Yourdon, 1979.*

5- *Kendall E. Kenneth, and Kendall E. Julie. (1992). "System Analysis and Gane C., Sarson T., Structured Systems Analysis: Tools and Techniques", Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1979.*

6- *Martin J., "Strategic Data-Planning Methodologies", Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall, 1978.*

7- *Egyptian Ministry of Planning, "The Detailed Description of the General Plan for Economical and Social Development", 1992/1993 1996/1997.*

8- *Girgis A. B., "Information Systems", Model for Public Construction Projects Control in Egypt", Master thesis, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University, 2001.*

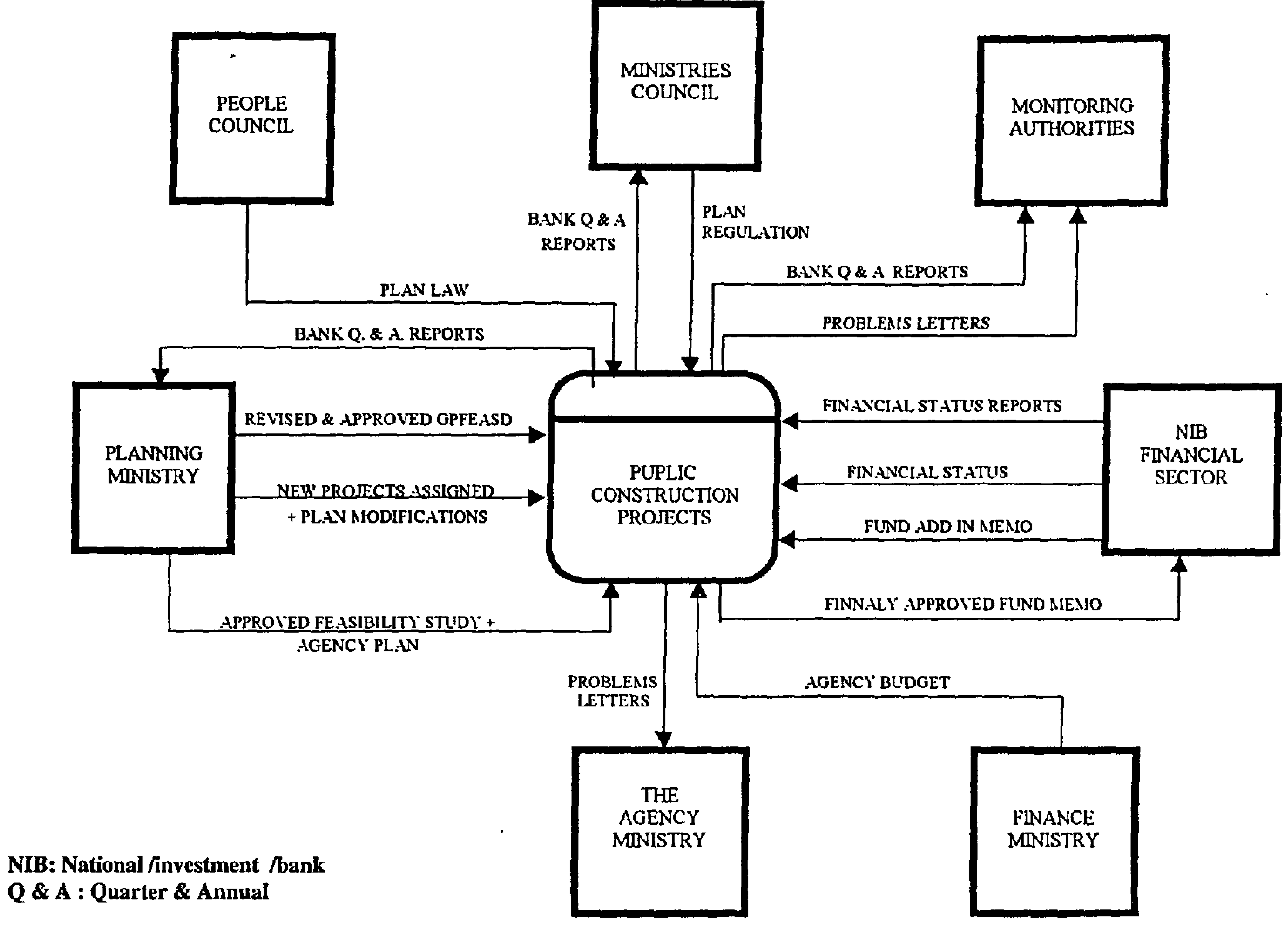


Fig. 1- Context diagram: public construction projects

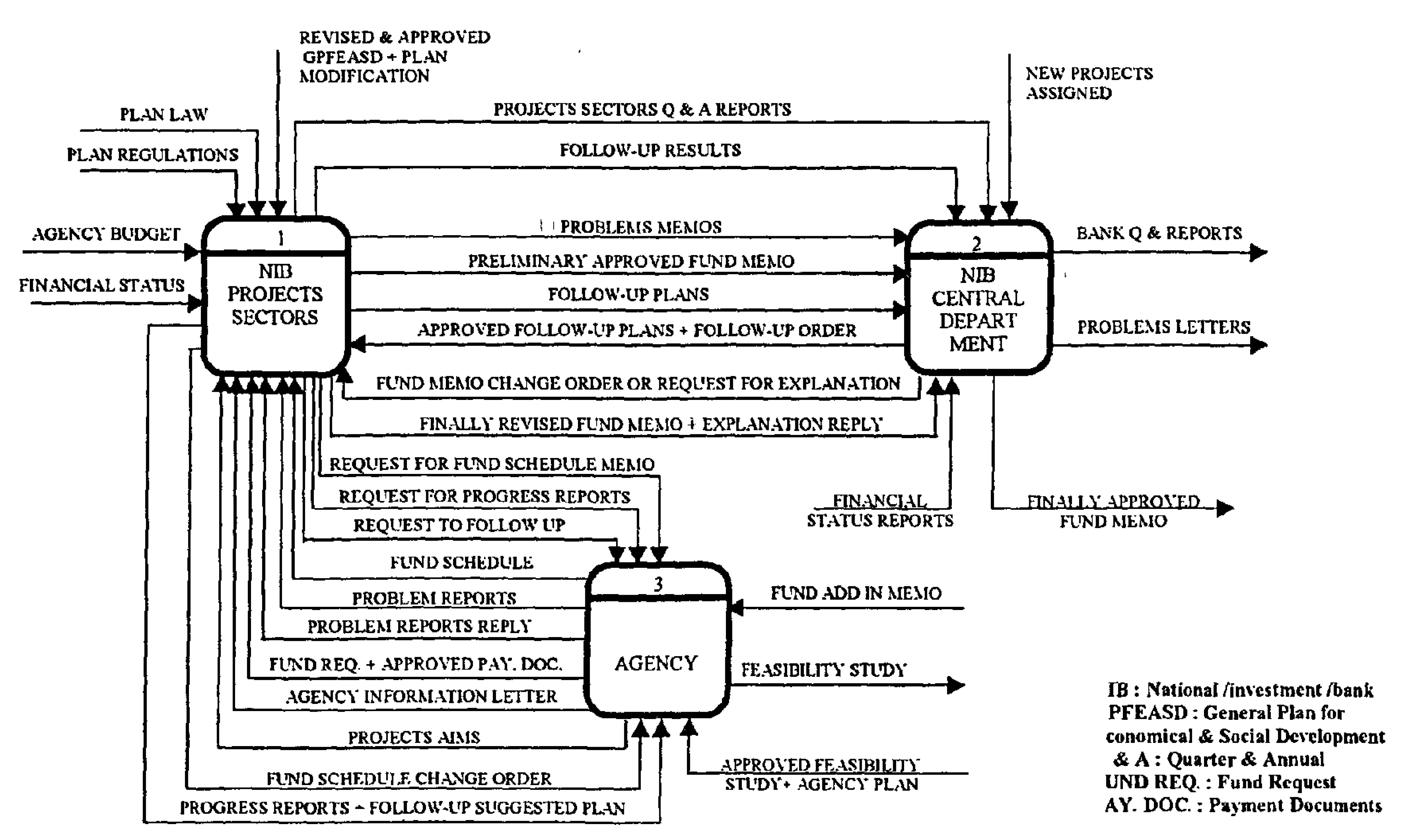


Fig.2- Level 0: Public construction projects

showing the directions of the flow, and the two parallel straight lines represent data stores. Squares represent the external entities that supply or receive information from the system.

The set of DFDs for the public construction projects starts with a context diagram as shown in Figure 1. It consists of one process named NIB Public Construction Projects. Other participants appear as external entities in the environment of the construction projects' life period. The interfaces between the construction phase of the projects and the entities are shown as data flows. The direction of the arrows represents the direction of the flow as an input or output flow. Therefore, the revised and approved GPFEASD, the new projects assigned, the plan modification, the approved feasibility study, the plan revision notes reply, and the plan law are examples of the input to the system. The quarter and annual reports, the plan revision notes, the problem reports, and letters, and the approved fund memos are examples of the output of the system to the external entities.

Level 0, the top level of the DFD set, is an overview diagram that shows the involved entities in the system and the data exchanged between them as shown in Figure 2. In this diagram there were three entities participating: (1) the NIB projects sectors, (2) the NIB central department, and (3) the agencies. Those participants represent the whole process. They have the main responsibility for the administration, control, finance, execution, monitor, and management of the public projects. Other sectors and participants represent external entities to the system as they are externally interrelated to the projects and they do not interact with them during the execution period, but only on a periodical basis. Data flows between the three participants are shown on the diagram. Processes are further decomposed to lower levels to show details of functions performed by each participant.

With a general view of data exchanged between the different entities, original unexploded data flow diagrams are drawn early to find out information requirements. At this stage, they can help in getting an overview of data movement through the system. After exploding the original DFDs to lower levels, key-users were interviewed and walkthroughs in the successive levels of DFDs with them were performed. Next, user modifications including addition or deletion to the DFDs were added.

Data dictionary (DD)

DD describes all data elements used in the DFDs that need to be further defined. Therefore, each process, data flow, and data store is given a precise name and description in the DD. For example, the data element "Project Code" is shown in the DD as follows: -
Project Code = The code number allocated in the Plan for each project.
Numeric, 50 character.

Design of the System

Data storage may be considered as the heart of an information system. The data collected early from investigating available data and from the questionnaire concerning the data items that need to be input in the database were collected. The meta-data of those items that describe the name given and the length assigned to each data item were described. The system feedback is also designed, it varies between alert menus when data input is incorrect, and value list containing the applicable data for the field.

In designing the software, the project is considered the main entity that data are collected for it. Other event or unit data were also considered entities. Relationships or associations between entities were drawn. Attributes, or the data items of the above entities were determined. Finally, the logical model of the database was transformed into a correspon-ding physical database design.

As an example of the output of the designed sys-tem, one of the output of the system is to give an alarm for delayed and over-budget projects, and to analyze the reasons of delay or over-budget and the ways to overcome such reasons.

CONCLUSION

* Public project sector in Egypt is the main foundation for development. It is expected to form an average of 40% up to year 2017. Thus rationa-lizing the information management of that sector, with view to improving its efficiency and potential is a major requirement for successful projects.
* The main responsible entities of the planning, control, and finance of public projects in Egypt

management systems that cause delay and cost increase.

* Other reasons that are specific for one project, such as addition of new parts to the project or changing its scope which increase cost.

The investigation of the available data also revealed some information about projects delay reasons of a great number of public sector projects. The main common reasons are as follows:

* Delaying of funds over years that leads to a great delay in project completion.
* Delay from the contractor.
* Delay from the consultant engineer and incomplete design documents.
* Lack of information and communication channels among project participants.
* Delay of licenses and permissions.
* The unclear responsibility assignments for different participants.
* In addition to the last four reasons for budget over-run.

Determining Information Requirements

A questionnaire was designed to collect information from participants about information needs, information availability, problems in obtaining information, how information are kept and processed, and their perception about the required information system. A sample of 80 persons including decision-makers, high level manager, and normal users from many levels concerned with the public construction projects in the NIB, Ministry of Planning, agencies, engineers, and some contractors were chosen to be interviewed and answer the questionnaire. The results of the questionnaire and interviews were as follows:

* There were many ways of keeping information as keeping it in separate files or reports for projects of the same nature. 23.3 % users said that there were no real system for keeping information in their organizations. Few contractors and engineers have a computerized database for some projects.
* Most of the users suffer from the non-precise information, the unavailability of information in the right time, and the incomplete information. A considerable percentage suffers from complete unavailability of information especially with old or small projects.
* All users participating in the study agree on the need for a database to keep the data. Most of them suggested the issuing of annual reports that summarize the information of all projects.
* About 92.5% of the organizations have computers. However, almost all users do not use database systems on their computers to keep information. Those who have databases, use them mainly for accounting and payroll purposes.
* Many classifications for the data in the proposed database were required according to type of projects, ministry, project classification, financial years, location, and many other classifications.
* The most acceptable location, suggested by users, to keep the proposed database system was the NIB because of the availability of all information about public projects and the authorities NIB has to follow-up all the public projects.
* The related data elements of the suggested new system were specified. Finally, the data elements and the relations between them are given central importance as a separate resource within the organization.

Analyzing System Needs

The next phase was to determine the system requirements through the use of special tools and techniques generated from the structured approaches. These tools include the use of Data Flow Diagrams (DFDs) to graphically represent the in-put data, processes, and output data of the business functions. DFDs were used for the first time for public sector in Egypt in this study and it proved its simplicity and applicability. From the DFDs, a Data Dictionary (DD) is developed that lists all the data items used in the system as well as their specifications.

Data flow diagrams (DFDs)

The rounded rectangles in the DFDs represent processes, arcs represent data flows with arrows

(1979)[3], De-Marco (1979)[4], and others. It is a top down functional decomposition whereby analysis and design takes place from the macro to the micro level in a series of iterations. The main technique used in this approach is the Data flow Diagrams (DFDs), which graphically represent how data moves through a business system. In addition to the DFDs, the developers will be producing and editing a data dictionary (DD) that contains definitions and description of terms or data used within the DFDs. Although the structured approaches overcome many of the multiphased approach problems, they tend to equally emphasize major and minor process [5].

3- The Data Centered approach was developed by Martin (1978) [6]. In this approach, data and relationships between data are given central importance. The design of the database becomes the most important aspect of this methodology. The major problems with this approach is that it usually requires a heavy front-end loading both in terms of cost and time before results are produced.

4- The Prototyping approach foreshortens the multi-phased or structured development process by the construction of a prototype system. In prototype systems' development, the user and systems' designer develop the system using interactive computing and feedback to the designer during different development stages.

SUGGESTED MODEL

In this study, the data centered approach and the structured analysis approach that fit within the framework of a multiphase methodology are used for the systems' development as shown in Table 1. The system development life cycle (SDLC) is described in the following sections.

Table 1. The Optimum Use of Methodologies within the SDLC

SDLC (Phases)	Sub-approaches
1- Identifying problems and objectives	Data centered approach
2- Determining information requirements	Data centered approach
3- Analyzing system needs	Structured approach
4- Designing the recommended system	Multi-phased approach
5 Testing and maintaining the system	
6- Analyzing output results	

Identifying Problems and Objectives

The study start with sampling and investigating all the available data for public highway projects assigned in the Detailed Description of the Third General Plan [7]. This includes 91 projects administrated by 35 different agencies with a total investment of about 1880.4 million Egyptian Pound representing the highest percentage of investments in infrastructure. Upon starting the investigation of the available data, many difficulties were found. Such difficulties included non-precise information, incomplete information, different results from different sources, unavailability of information in the right time, and no information at all for some projects. The main reasons of the above mentioned difficulties can be summarized as follows [8]:

* Mismanagement of information that leads to the non-precise information.
* Poor control on different projects that gives incomplete or old data.
* Misinterpretation of data, and different terminology that gives different results from different sources.
* Lack of organization in different areas that causes delay in finding the data and sometimes a complete loss of data.

The investigation of the available data also resulted in the identification of over-budget reasons of a great number of public sector projects. The main common reasons are as follows [8]:

* The inaccurate and inadequate starting feasibility studies and cost estimates.
* Delaying of funds over years and the increasing of prices during this period.
* Delaying of design documents and/or their modifications.
* Official increase in prices during the execution period.
* Poor control and management of project.
* Lack of information among project participants.
* Technical problems during the execution that increase cost.
* The need to transfer existing infrastructure and the unavailability of drawings and maps that lead to increasing cost.
* The inadequate equipment and materials'

INFORMATION SYSTEMS' MODEL FOR PUBLIC CONSTRUCTION PROJECTS CONTROL IN EGYPT

By
Ashraf Bushra Girgis [1], Azza Mohamed Kamel [2], Moheeb El Said Ibrahim [3]

ABSTRACT

Public projects in Egypt suffer from great mismanagement of information. This study introduces information systems' analysis designed for public construction projects financed by the National Investment Bank. This bank is responsible for management and follow-up of the entire public projects in Egypt. The main aim of the output system is to support decision-makers and improve the management of this sector. Through the use of a combination of some information system methodologies, an adequate model for public sector in Egypt is presented. The suggested model start with sampling and investigating the data of public highway projects through the third Five-Year Plan. In addition, interviews and questionnaires are used to identify information requirements for the particular users involved. The system needs were analyzed using data flow diagrams. A database that store data needed by the users were developed using the collected information.

Keywords: Information systems, Public projects, Data sampling and investigation, Questionnaires, Data flow diagrams, Data dictionary, Database.

INTRODUCTION

Through the use of computerized information systems, the performance of the organization can be improved. The presence of information systems guarantees the availability of the correct information in the right time to take the decision. In Egypt, when organization grows, it needs to introduce an adequate information system to effectively manage resources. Unfortunately, a very small number of these organizations have a well-established information system.

PUBLIC SECTOR IN EGYPT

Public sector in Egypt is one of the most important in the development strategy. It represented about 90% of the total implemented fixed investment in the sixties compared with 92 % in the seventies. It represented also about 60% in the first three Five Year Plan (1982/83 1996/97). It is expected to form an average of 40 % for the next plans up to 2017 [1].

In Egypt, the Ministry of Planning and the National Investment Bank (NIB) are responsible for the planning, control, and finance of public projects. They deal annually with about 500 agencies executing about 3400 minor and major construction projects.

INFORMATION SYSTEM METHODOLOGIES

At least since the early 1960s there have been attempts to develop formalized methodologies for

commonly used approaches are:
(1) The multi-phased approach, (2) The structured analysis approach, (3) The data-centered approach, and (4) The prototyping approach.

1- In the Multi-Phased approach, a formalized checklist of tasks has to be accomplished for each phase before the next phases are carried out. This methodology requires an extensive documentation and formal reviews.

2- The Structured Analysis approach owed its creation to ideas from the engineering disciplines and their translation to the field of data processing by Gane and Sarson (1979)[2], Yourdon, Constantine

1- Graduate student, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University.
2- Assistant Professor, Construction Engineering and Management Program, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University.
3- Professor of Construction Engineering and Management, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University.

6. REFERENCES

1- El-kafrawi, A.F. and El-kafrawi, M. F. (1985), "Slab Opening in Reinforced Concrete Flat Plates" Engineering Bulletin, Helwan University, Volume (1) December 1985.

2- Ibrahim, W.W.(1994),"Behavior of Flat Plates with Openings", Ph.D Thesis, Zagazig University.

3- Torkey, A.M. and Shaaban, I.G.(1996) "Effect of Opening on the Behavior of R.C. Flat Plates Part(I)-: Plates without Edge Beams" ,Cairo First International Conference on Concrete Structures ,1996 pp.(10.43 10.56).

4- Torkey, A.M. and Shaaban, I.G.(1997) "Effect of Opening on the Behavior of R.C. Flat Plates Part(II)-: Plates with Edge Beams", Journal of the Egyptian Society of Engineers Volume 36 No 2, 1997 pp.(10 19).

5- ACI Committee 318(1995), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Detroit, 1995.

6- Egyptian Code, (1995), "Design and Construction of Reinforced Concrete Structures".

7- NOPARC, (1979), "Nonlinear Geometric, Material and Time Dependent Analysis for Reinforced and Prestressed Concrete Slabs and Panels", Ph.D Thesis by J. Van Greunen, University of California, Berkeley, 1979.

8- SAP 90, (1990), "Computer Software for Structural and Earthquake Engineering", Computers & Structures Inc. Berkeley California, 1990.

9- Ahmed, S. Singer, "Behavior of R. C. Flat Slabs with Openings Near Columns Under Flexure", Msc., Cairo University, 1997.

by more than 13% for slab with maximum opening size in contact with column and 9% for slab with opening located at a distance not exceeding L/30 from column, while the negative moments decrease extensively.

4- Column strips passing through opening had maxi-mum increase of 15% for the positive moments and 20% for the negative moments for openings in contact with column edge, while for openings at a distance from column edge, the increase was 12% and 24% respectively. Both moments decrease with decreasing opening size or increasing its distance from column edge.

5- Openings of longitudinal dimension less than L/15 or located at a distance greater than L/15 from column edge did not affect significantly either slab moments, maximum deflections, or stress concentration which is close with the results gained from the other researcher [1,3] and with the recommendations of most building codes [5,6].

6- Slab central and maximum deflections mainly affected by the longitudinal dimension of opening and its distance from column edge with maximum increase of 22% on deflection for slabs with maximum opening size which locate closer to the opening. This effect decreases by decreasing size of opening or increasing its distance from column edge.

7- Stress concentration around opening has maxi-mum value for smaller opening size in contact with column up to 270% and decreases with either increasing opening size or opening locations from column edge.

8- As opening gets far from column, its effect on moments and deflections decreases, while as opening gets closer to column, the location of point of maximum deflection gets closer to the opening.

9- Increasing opening aspect ratio, the longitudinal column strip negative moment M1 increases and the positive moment M2 decreases while the positive moment for the transversal column strip M5 increases. The opening aspect ratio neither significantly affects slab deflection nor affects the location of point of maximum deflection.

10- For openings of length greater than L/5, it is recommended to use a stiffening rib all over the opening perimeter to stiffen the slab at the opening location.

11- Whenever possible, distance between the opening and column edge should not be less than L/15, other wise design moments in the field and column strips not intersecting the opening should be increased by 15%. For column strips intersecting opening, the design moments increase by 15% and 25% for the positive and negative moments respectively.

12- Comparing the moments that resulted from finite element analysis for the reference case with those obtained from the equivalent frame method suggested by Egyptian code [6] showed, that the moments given by code are underestimated by 10% in the longitudinal column strip. The positive moments in transversal direction are underestimated by 15% and also the negative moments in the transversal edge column strip under estimated by 30% for the transversal interior column strip.

4.3.Effect of opening aspect ratio:

Slab moments:

Opening aspect ratio had only a significant effect on the negative moment M1, positive moment M2 and positive moment M5. For the moments M3 and the negative moment M4, the aspect ratio had an insignificant effect. Figure (11) shows the effect of opening aspect ratio on the moments M1. For slabs with **openings in contact with column**, with the same opening length, as aspect ratio increases, negative moment M1 increases.

For openings of length L/3 and aspect ratio between 1.67 and 5.00, the increase in negative moment M1 was between 19% and 24%, and **for opening length L/5** with aspect ratio between 1.00 and 3.00 the increase in negative moment M1 was 11%. On the other hand as shown by figure (11), positive moment M2 decreases by increasing opening aspect ratio. For opening length L/3 and aspect ratio between 1.67 and 5.00,the change in positive moment M2 decreases from 53% to 10% respectively, and for opening length L/5 with aspect ratio between 1.00 and 3.00 the positive moment M2 decreases from 24% to 17% respectively. It is clear that positive moment M5 increases by increasing aspect ratio. For opening length L/3, as aspect ratio changes from 2.0 to 10.0, the increase in positive moment M5 was from 64% to 78%. For opening length L/5, as aspect ratio changes from 2 to 6.0, the increase in the positive moment M5 was 22%.

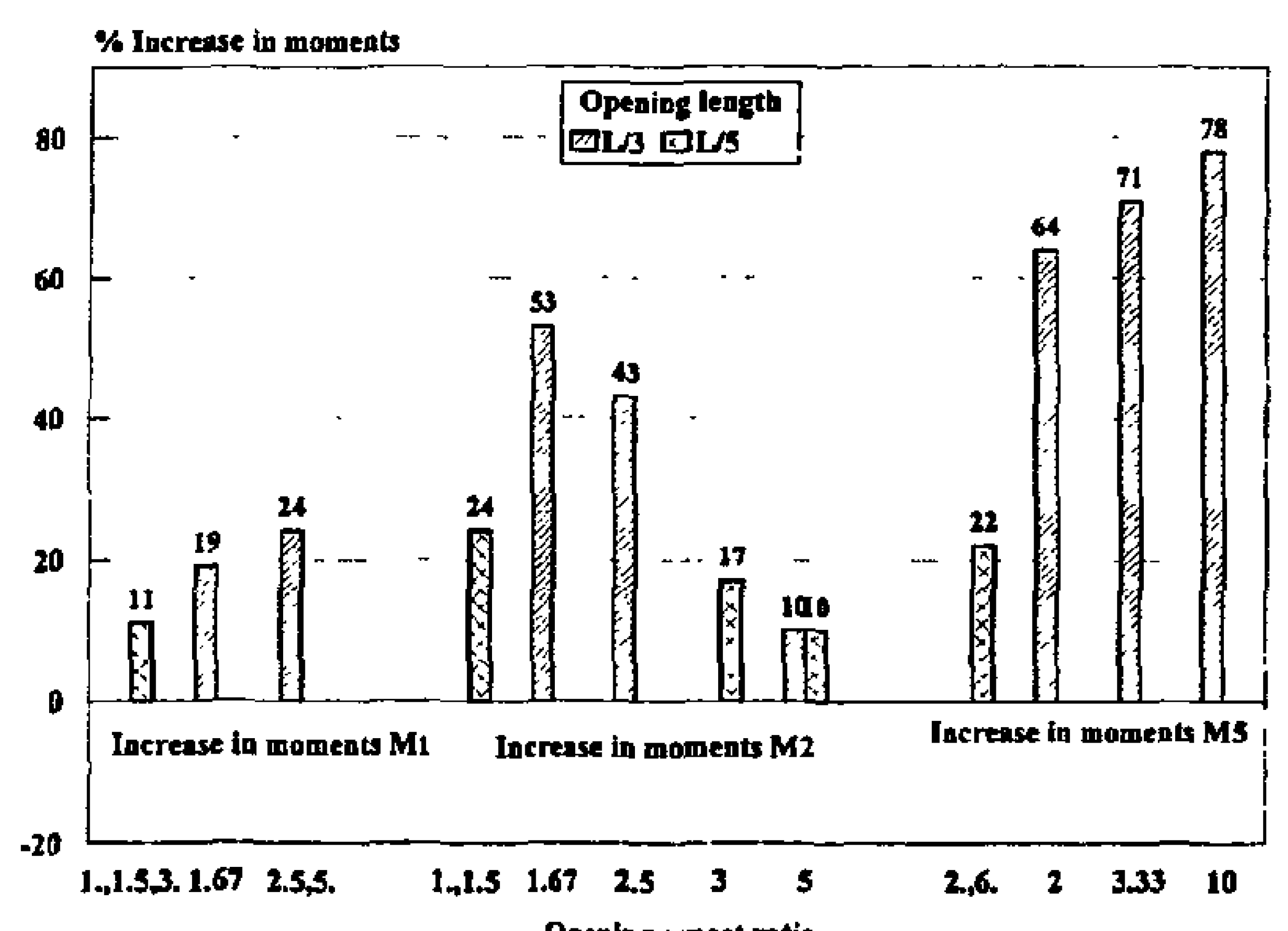


Fig. (11) % Change in moments, slabs with variable opening aspect ratios

Slab deflections:

Fig.(12) shows the effect of opening aspect ratio on the slab central and maximum deflection. Generally, for the same opening length as the aspect ratio increases, the slab central deflection decreases, yet this decrease is insignificant. For an aspect ratio from 2.0 to 10.0, the slab central deflection decreases by 1.0 % to 6.8% which is trivial for the slab central deflection for case of opening in contact with columns or at a distance from columns. Increasing in opening aspect ratio is insignificant in decreasing slab maximum deflection. Opening aspect ratio from 2.0 to 10.0, the decrease in maximum deflection was negligible (2 %) with the location of point of maximum deflections not affected at all by the change in opening aspect ratio.

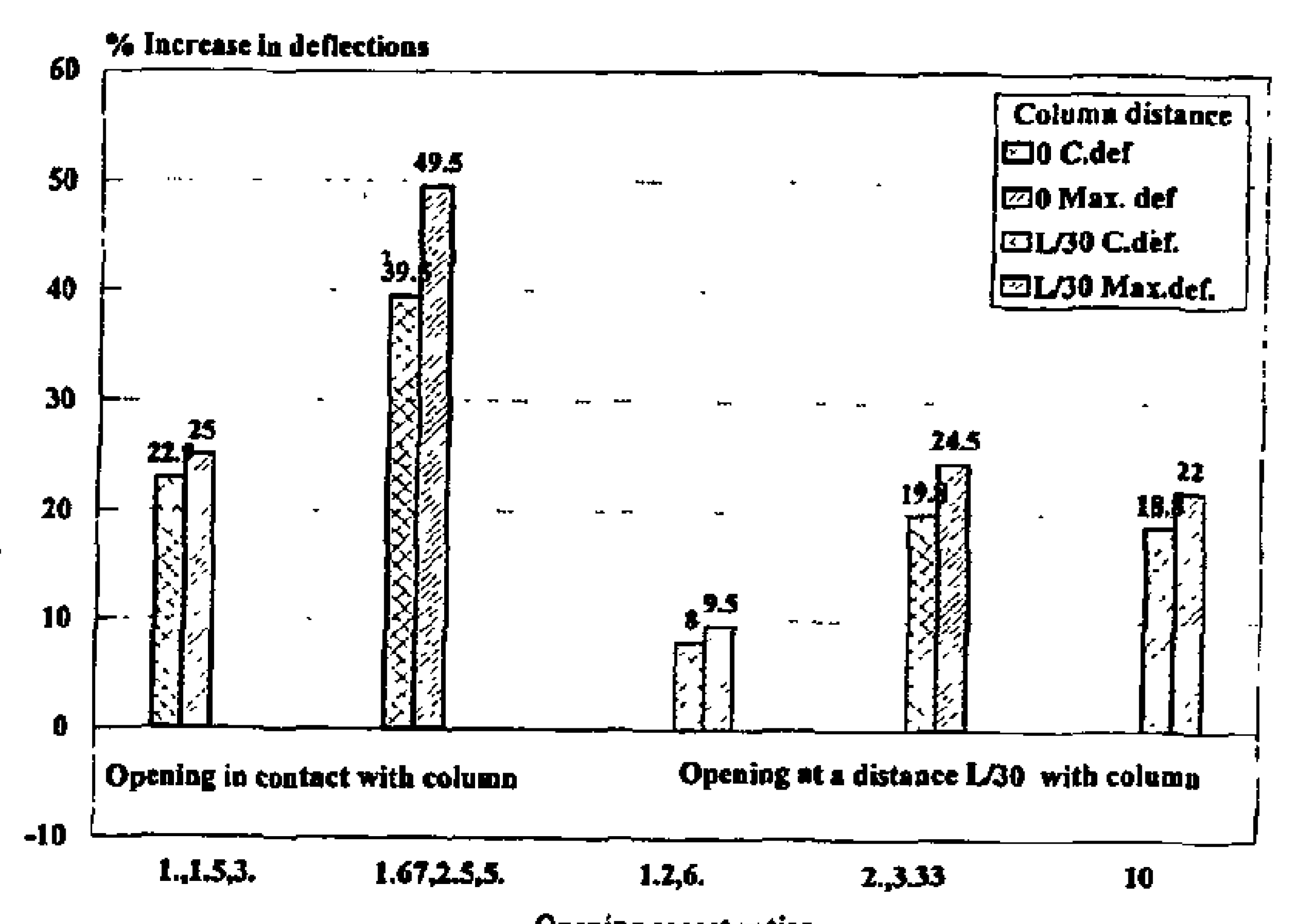


Fig. (12) % Change in maximum and centeral deflections, slabs with variable opening aspect ratios

5. CONCLUSION

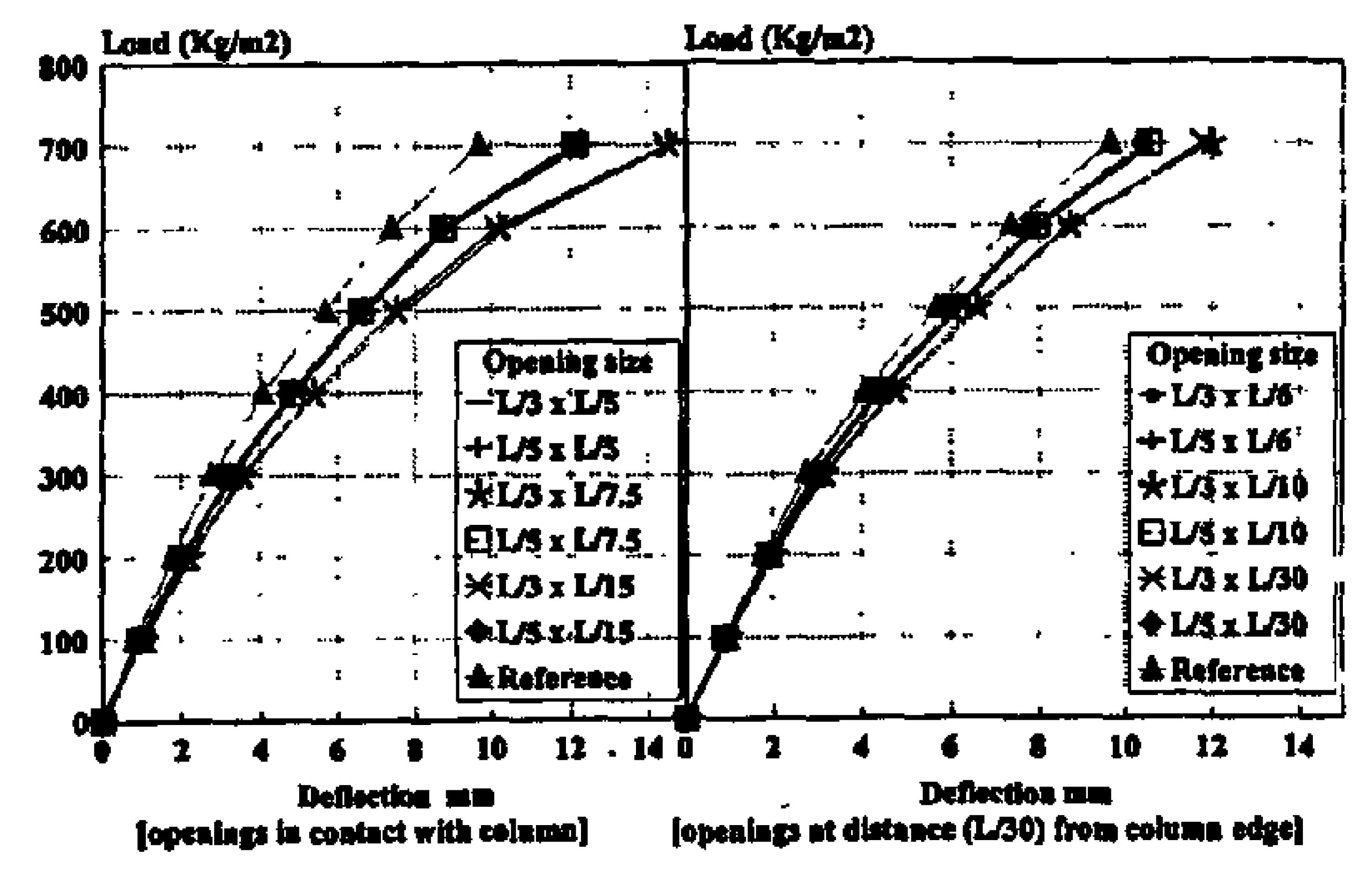
Within the limits of the studied parameters and results of the linear and nonlinear analysis, the following conclusions, design recommendations and comparison with code limits can be drawn:

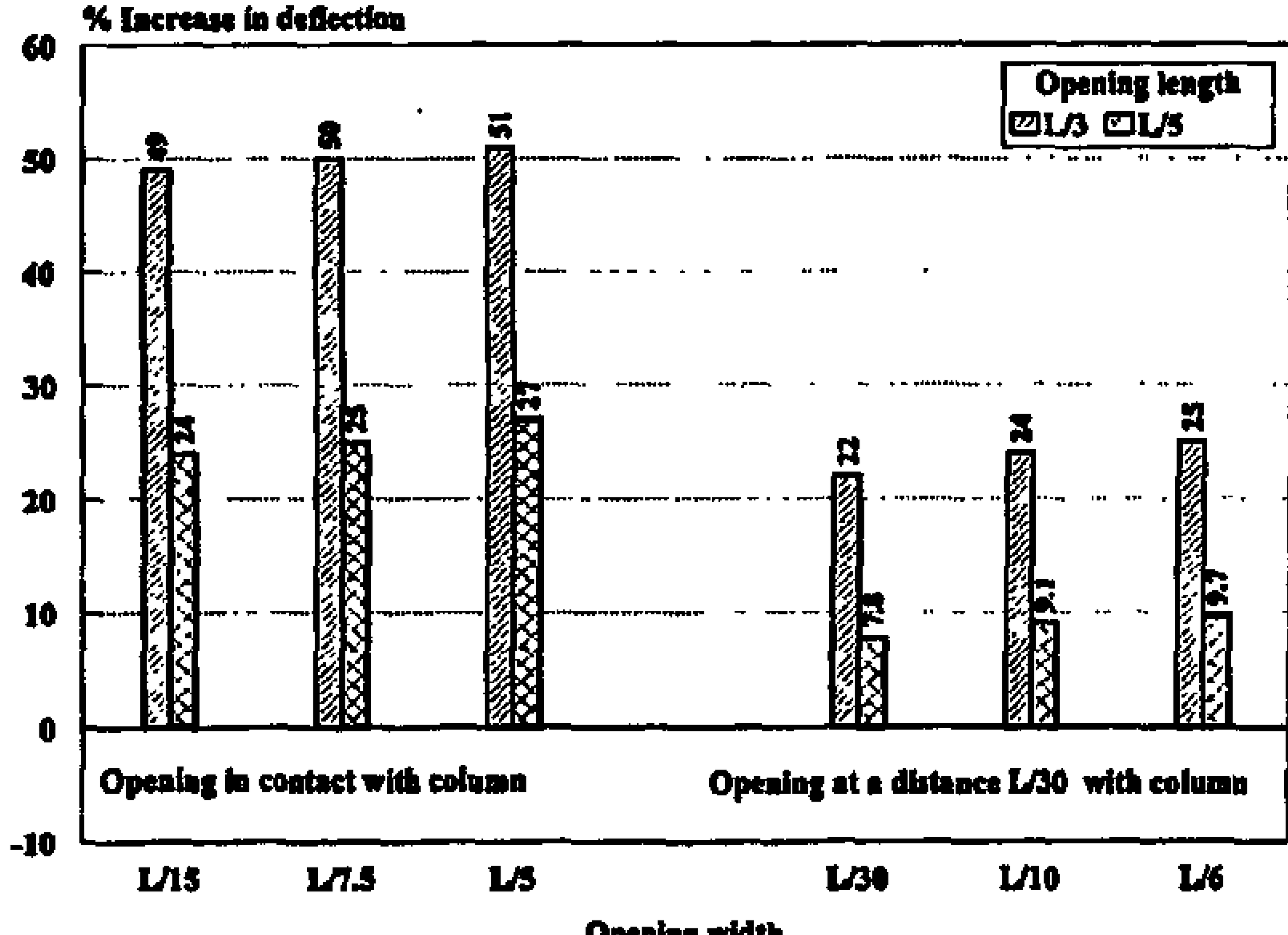
1- The part of the slab most affected by opening is that close to opening and this effect decreases as distance from opening increases. Opening longitudinal dimension (length) has major effect on slab moments while its transversal dimension (width) has minor effect.

2- Moments on column strips far from opening not affected by more than 13% for maximum opening size in contact with column and 8% for opening located at a distance not exceeding L/30 from column. This effect decreases for smaller opening sizes or for opening with greater distances..

3- Field strips, positive moment was not affected

having maximum deflection get closer to the opening, and the opening longitudinal dimension (length) had the major effect on slab maximum deflection while opening transversal dimension (width) had a minor effect.


Fig. (8) Effect of load-maximum deflections for sabs with variable openings size and position


Fig. (9) % Change in maximum deflections, slabs with variable opening size

4.2.Effects of opening location:

Slab moments:

The percentage change in slab moments at different opening locations due to variation in opening distance from column edge is shown in Figure (7).

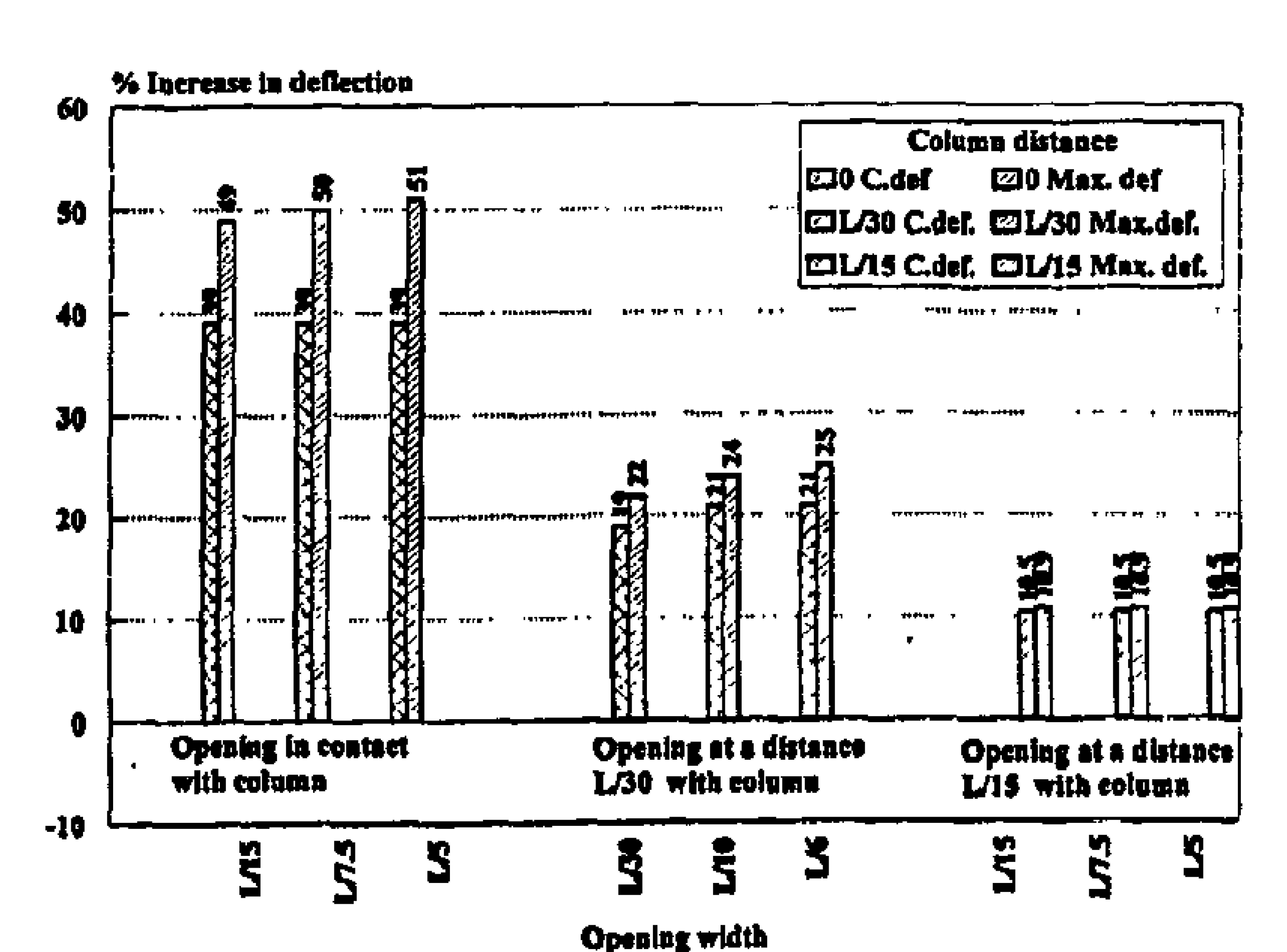
Openings in contact with column, the increase in slab negative moments M1 was between 10% and 26%, and positive moment M2 increase by 10% and 53%, while for M3 it was positive at opening edge and increase by 30% and 142%. For slab negative moment M4 its increase was3% and 19%, while the increase in positive moment M5 was between 40% and 155%.

Opening at a distance L/30 from column face, the increase in negative moment M1 was 5% and 11%, positive moment M2 increase by 0% and 22% while for M3 it was positive at opening edge and shows an increase between 0% to 133%. The increase in positive moment M5 was between 1% to 78%.

This shows that as opening gets closer to column, the stiffness of the column strip passing by it decreases and thus moments increase. Keeping a distance greater than L/15 from opening and column face nearly eliminates opening effect on the slab stiffness and flexure behavior of column strips intersecting the opening.

Slab deflections:

Opening location greatly affects the slab central deflection. For **openings in contact with column,** slab central deflection showed 39% increase in deflection while slab with **opening at distance L/30 from column face,** showed 19% to 21% increase in slab central deflection. For slabs with **openings at distance L/15 from column face,** the central deflection did not exceed 11% increase as shown in Fig.(10). Figures (9,10) also showed the slab maximum deflection for the preceding study cases. For openings in contact with column, maximum deflection showed 49% to 51% increase opening at distance L/30 from column face, maximum deflec-tion showed 22% to 25% increase while for slabs with openings at distance L/15 from column face, maximum deflection did not exceed 10.9% increase.


Fig. (10) %Change in maximum and centeral deflection slabs with variable opening size

The program can take into consideration the material and geometric non-linearity. The concrete sections modeled as a system of concrete layers and equivalent smeared steel layers. Perfect bond assumed to exist between concrete and steel layers. Assumption of plane sections before deformation will remain plane after deformation was adopted to relate displacements at various levels through slab section depth. Variation of material properties through slab depth accommodated by allowing each layer to have different material properties according to its state of deformation. Tensile cracking at the limiting stress level, tension stiffening between cracks and strain softening beyond maximum concrete compressive strength were incorporated with the steel reinforcement represented by bilinear strain hardening model, as used for the fifteen study cases presented in table [1]. Triangular plate bending elements were used with smaller elements concentrate in the area around opening, while larger elements used in areas of low stress gradients (away from openings), as shown in finite element shown in fig. (1.b).

DISCUSSION OF RESULTS

4.1. Effect of opening size:

Slab moments:

Considering the slab case without opening as the reference case, the variation in moments (M1 to M5) for the different strips presented in fig. (2.a) due to variable opening sizes as shown in fig (7) and discussed for the main strips as follows;

Longitudinal column strip, slab with opening length L/3,showed an increase in the slab negative moment M1 reach 26% and positive moment M2 increase by 53% while M3 was always positive at opening edge and its maximum increase was 142% close to the opening edge. Slabs with opening length L/5, the increase in slab negative moment M1 was 12% and positive moment M2 increase by 24% while M3 was positive at opening edge with maximum increase of 66% close to the opening edge.

Transversal column strip, the increase in slab negative moment M4 was 19% while for the positive moment M5 was 155% for case of slab with opening length L/3. The increase in slab negative moment M4 was negligible and the positive moment M5 increase by 62%, for slab with opening length L/5.It is clear that the presence of opening decreases column strips stiffness in which it lies, and thus increases the moments in these strips. As opening size increases, slab stiffness decreases and moments significantly increase. The opening longitudinal dimension (length) had major effect on slab moments, while opening transversal dimension (width) had a minor effect with respect to opening length.

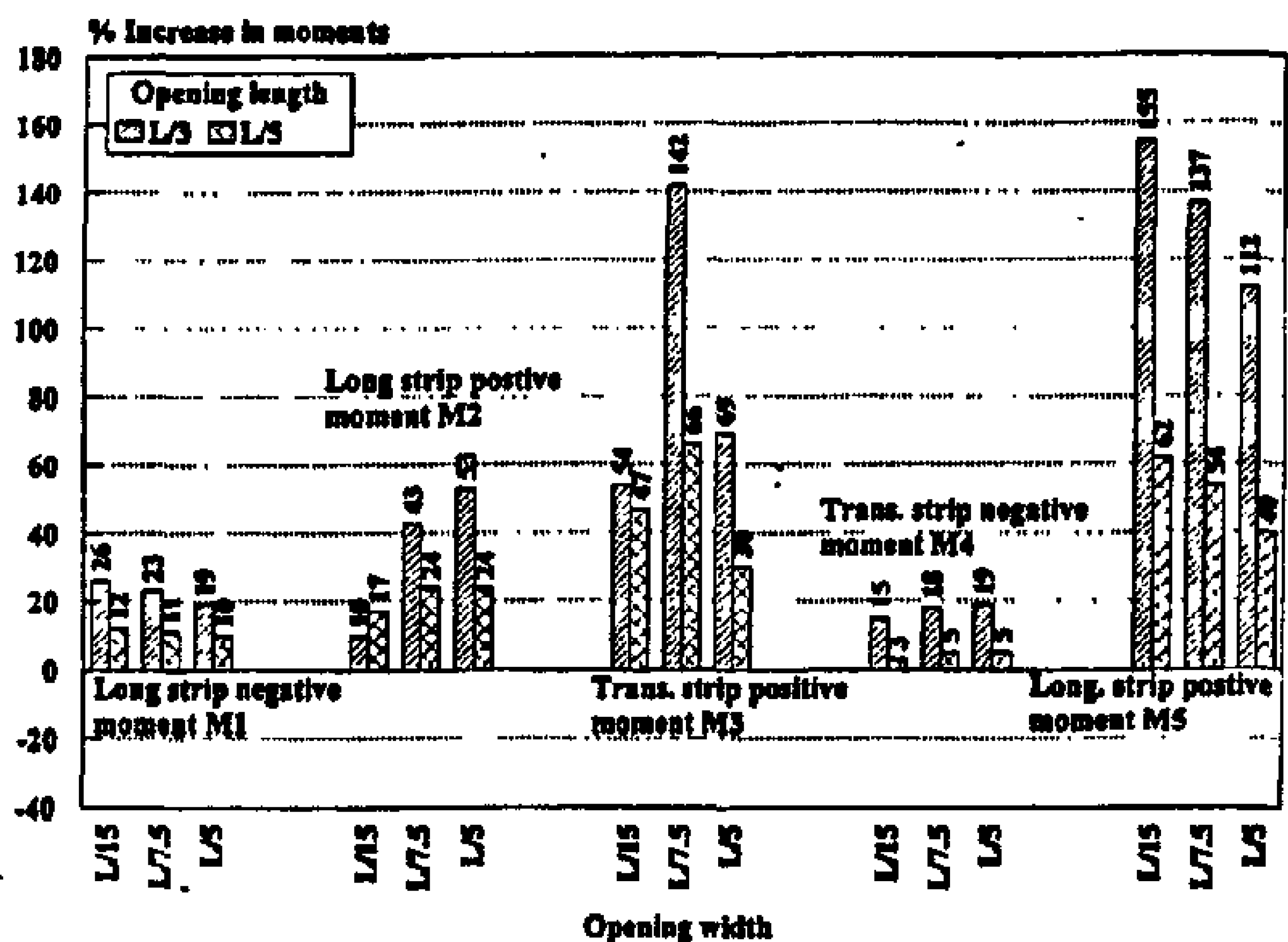


Fig. (7) % Change in moments in slabs with different opening size [opening in contact with column]

Slab deflections:

Figures (8,9) showed load -slab maximum deflections and the increase in maximum deflection for slabs with different opening sizes with respect to the reference case (slab without openings). It is clear that the opening longitudinal dimension had the major effect. Openings of length L/3 caused maximum deflection of 49 to 51% increase for widths between L/15 and L/5 respectively. Decreasing opening length to L/5, the slab maximum deflection showed a 24% to 27% increase for opening widths between L/15 and L/5, the position of point of maximum deflection for solid case was close to the middle. For openings of length L/3, the point of maximum deflection varied between (0.57L, 0.43L) and (0.73L, 0.43L). For openings of length L/5, the position varied between (0.57L, 0.50L) and (0.63L, 0.43L). Thus the locations of point of maximum deflection is only affected by longitudinal dimension of opening and there is no sounding effect for changing opening transversal dimension. As opening length increases, points having maximum deflection gets closer to the opening. Increasing opening size, cracks propagate and slab overall stiffness decreases and deflection increases with point

Longitudinal column strip far from opening (strip 6), the negative moments M1 and positive moments M2 were insignificantly increased (1% to 5%) by all opening cases. For openings locate at L/30 from column edge, with length L/3 and widths (L/6,L/10 and L/30), the increase in M3 was 8%. All openings at the same location L/30 with opening length smaller than L/3 and openings width of all sizes locate at a distances greater than L/30 did not significantly increase M3 (1% to 4%). Concentration of moments at opening edge was only significant for openings at distance L/30 from column edge. For openings at distances greater than L/30 the moment concentration was insignificant. Openings at distance L/30 from column edge, with opening length L/5, maximum moment concentration varied between 160% and 140% for widths between L/30 to L/6. For slab with opening length L/5, moment concentration varied between (145% and 10%) for widths between L/30 and L/6. Openings with length L/3 had moment concentration between 130% to 120% for opening widths between L/30 and L/6. It is clear that openings locate closer to column edge, affect the slab flexural behavior more than that slab with openings away from column.

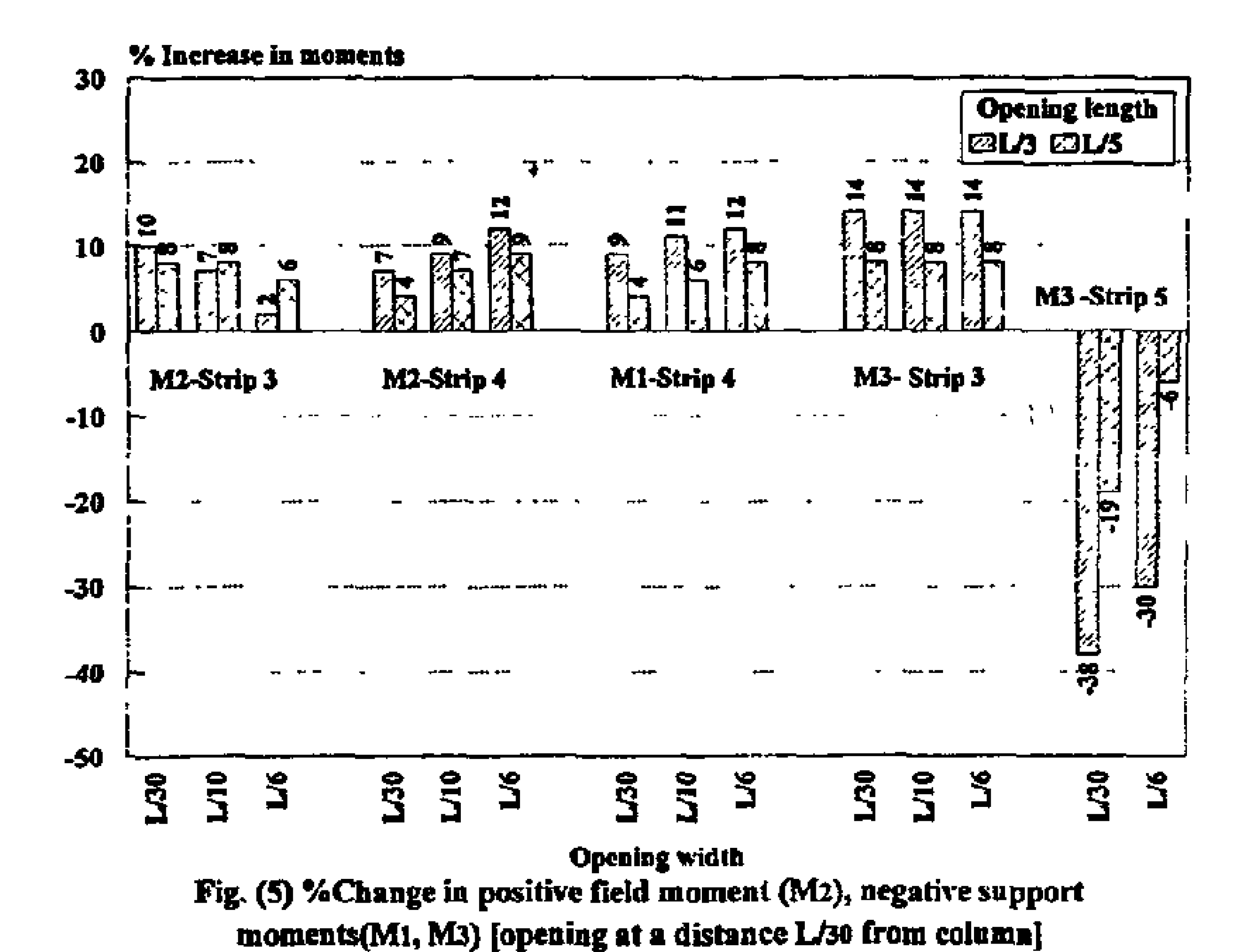


Fig. (5) %Change in positive field moment (M2), negative support moments(M1, M3) [opening at a distance L/30 from column]

Slab deflections:

The slab deflection is studied for the different study cases of slab with variable opening sizes and locations compared with deflection of reference slab (without opening). It was found as opening exists, that the slab stiffness decreases depending on the size of opening and its position with respect to column resulting in an increase in slab deflection compared with the reference case. The slab opening length had the major effect on slab deflection than opening width as shown in Figure (6) which showed slab deflections for different opening sizes in contact with column and at a distance L/30 and L/15 from column.

Openings in contact with column, slab with length L/3,showed an increase in deflections by 20%. Decrease in opening length to L/5, the increase in deflection was 15%. For slab with small opening length L/15, the deflection was insignificantly affected by (6% increase).

Openings locate at (L/30) from column edge, the increase in slab deflections was 14% and 8% for opening lengths L/3 and L/5 respectively, while for slab with opening length L/15 the effect was insignificant with maximum increase value of 4.5%. Slab with opening L/15 away from column edge, indicated that the deflection increased by 9% for opening length L/3, while for slab with smaller lengths L/5 and L/15 deflection change was insigni-ficant (1% to 5%). Openings locate at distances greater than L/15 from column edge insignificantly affect slab deflection (1.5% to 6.5% increases).

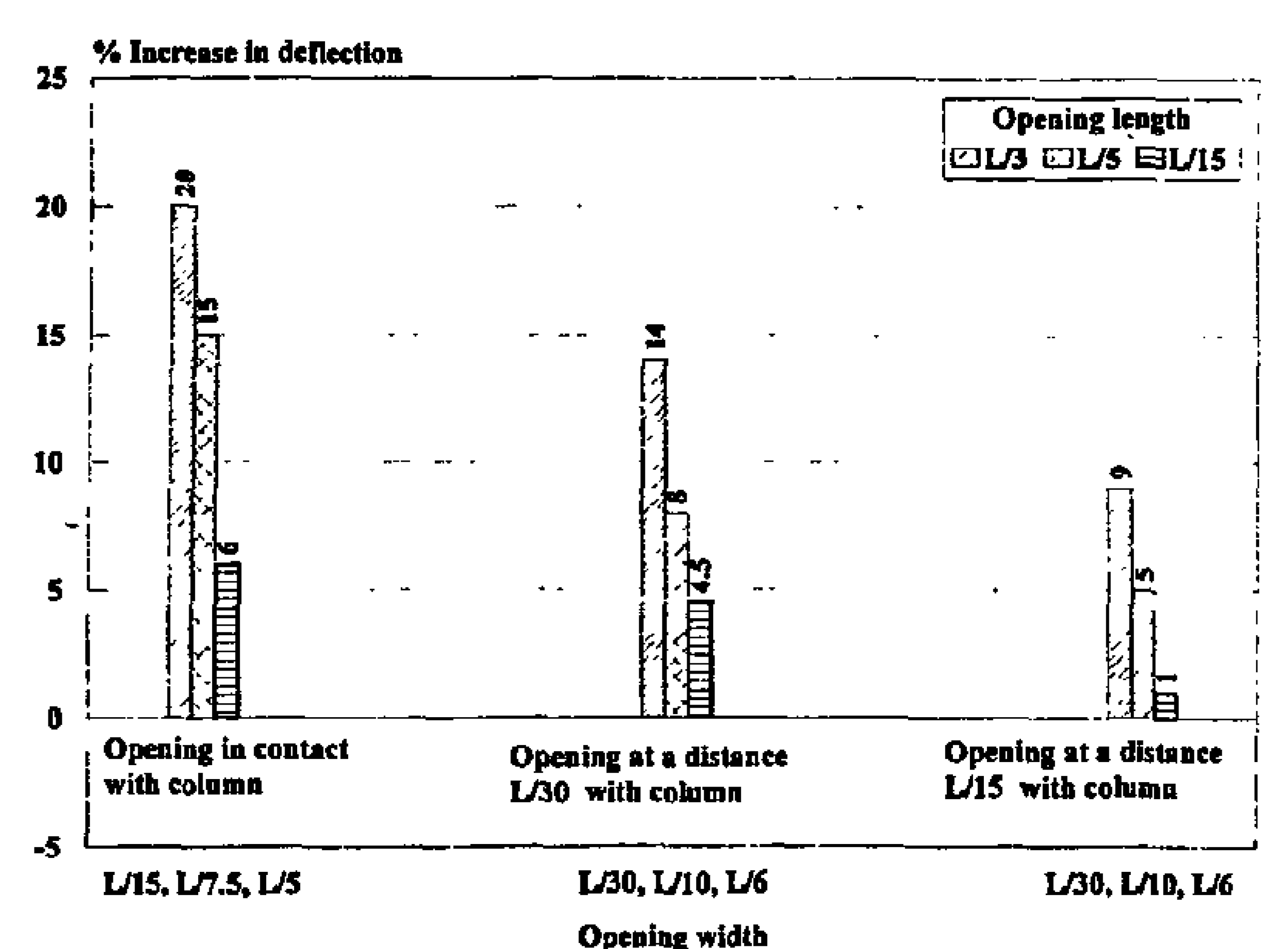
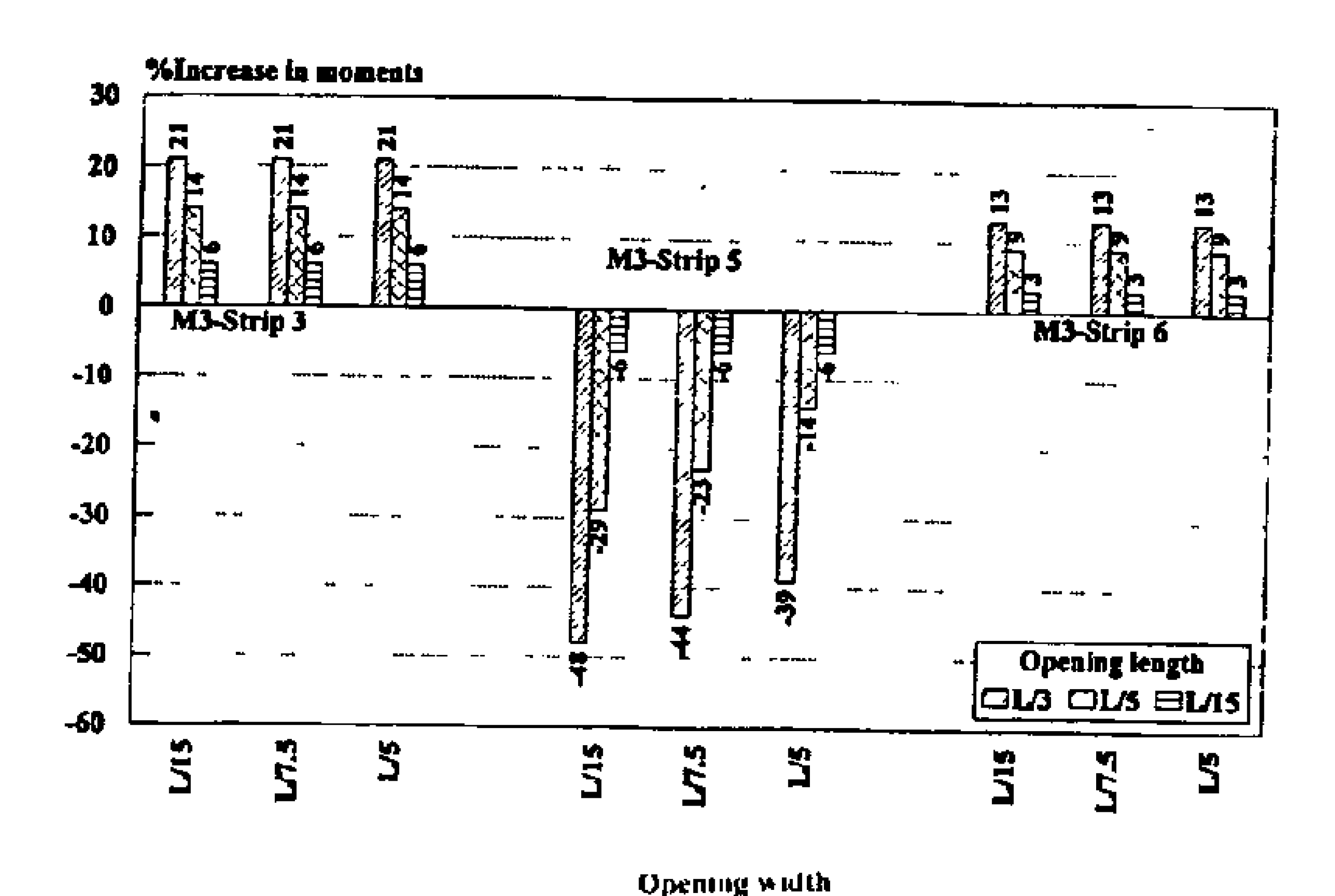


Fig. (6) % Change in maximum deflection [opening at a distance (0 , L/30 , L/15) from column]

4. NONLINEAR ANALYSIS

Concrete exhibits pronounced nonlinear behavior at high stress levels. The low tensile strength and accompany tensile cracking of concrete at a relatively low stress is one of the major factors causing nonlinear behavior of reinforced concrete. In this work the nonlinear analysis achieved by using finite element package called **NOPARC** [7].



- Fig. 4-b- % Change in negative support moments (M_3) [opening in contact with column]

trivial effect (2% to5%) increase by either size or location of opening. For openings locate at distance L/30 from column edge, the increase in M1 was 8% for slab with opening length L/3 and widths (L/6 and L/10). Using smaller opening lengths L/5 and L/15 and for all opening sizes locate at distances (L/15 and L/10) from column edge, the increase in M1 was insignificant with maximum value 5%.

Transversal field strip (strip2), opening at distance L/30 from column edge, the moments M2 was only affected by openings of length L/3 and increase by 9% for widths (L/6, L/10 and L/30 respectively). Openings of smaller lengths (L/5 and L/15) at the same position L/30 with all opening sizes locate at a distances greater than L/30, insignificantly affect the moments M2 with maximum 5% increase.

Interior transversal column strip (strip3), opening located at L/30 from column face, with opening length L/3 and widths (L/6,L/10 and L/30), the increase in M3 was 14% while M2 increased by 2%, 7% and 10% respectively. Using opening length L/5 with the same preceding widths, the increase in M3 was 8% while M2 increased by 6%, 8% and 8% as shown in fig.(5). For small opening length at the same position L/30, both M2 and M3 were insignificantly changed.

Opening at L/15 from column edge with a length L/3 and widths (L/7.5 and L/15), the moments M3 increased by 9% while M2 was insignificantly affected by (2.5 %). For all openings at the same location L/15 with length less than L/3 and also for all opening sizes locate at distances greater than L/15, both M2 and M3 were insignificantly changed with maximum value 5%.

Longitudinal column strip intersecting opening (strip4), openings locate at L/30 from column edge, with length L/3 and widths (L/6, L/10 and L/30),the moments M1 increase by 12%, 11%, and 9% while the moments M2 increased by 12%, 9% and 7%. For slabs with opening length L/5,the moments M1 increased by 8% and 6% for opening widths L/6 and L/10 respectively. The moments M2 increased by 9% and 7% while for smaller opening width L/30, M1 and M2 were insignificantly increased (maximum 4%) as shown in figure (5). For smaller opening length L/15 with the same preceding widths, both M1 and M2 were insignificantly increased with maximum value 4%. Opening at distance L/15 from column face, with opening length L/3 and opening widths (L/7.5 and L/15), M1 increased by 8% and 7% while M2 increased by 9% and 7%. For smaller opening lengths L/5 and L/15 with same preceding widths at same location L/15, both M1 and M2 were insignificantly changed with maximum value 5% and same concept was noticed for all opening sizes locate at a distances greater than L/15.

Longitudinal field strip (strip 5), positive moment M2 was insignificantly affected by different opening sizes at different locations. For openings locate at L/30 from column edge with length L/3 and widths L/6 and L/30, the negative moment M3 decreased by 30% and 38%. For opening length L/5, M3 decreased by 6% and 19% for the same preceding widths, as shown in figure (5). For slab with opening length L/15, the effect was insignificant (1% to 4%). Opening at L/15 from column edge with opening length L/3 and widths L/7.5 and L/15, the decrease in M3 was 25% and 29%. Using opening length L/5 with the same preceding widths, the decrease in M3 was 1% and 8%. Opening at L/10 from column edge and with length L/3, the decrease in M3 was 20% and 23% for widths L/10 and L/30. For opening length L/5, the decrease in M3 was 2% and 23% for widths L/10 and L/30 respectively. Slabs with smaller opening lengths the decrease in M3 was insignificant (1%) for all opening widths.

moment concentration between 180% and 160% for the widths between (L/15 and L/5) but for slabs with opening length L/3, the moment concentration was 135% for opening widths (L/15 and L/5).

From the preceding value we can conclude that increasing opening size, decreases slab overall stiffness at opening location and thus affects moments in all slab panel with a high stress concentration at opening edge specially for slab with smaller opening lengths which are compatible with the results with others [1].

3.2.Group2: Openings at a distance from column edge:

Transversal edge column strip (strip1), as for group 1 the effect of presence of opening was only significant for M1, while for both M2 and M3 have

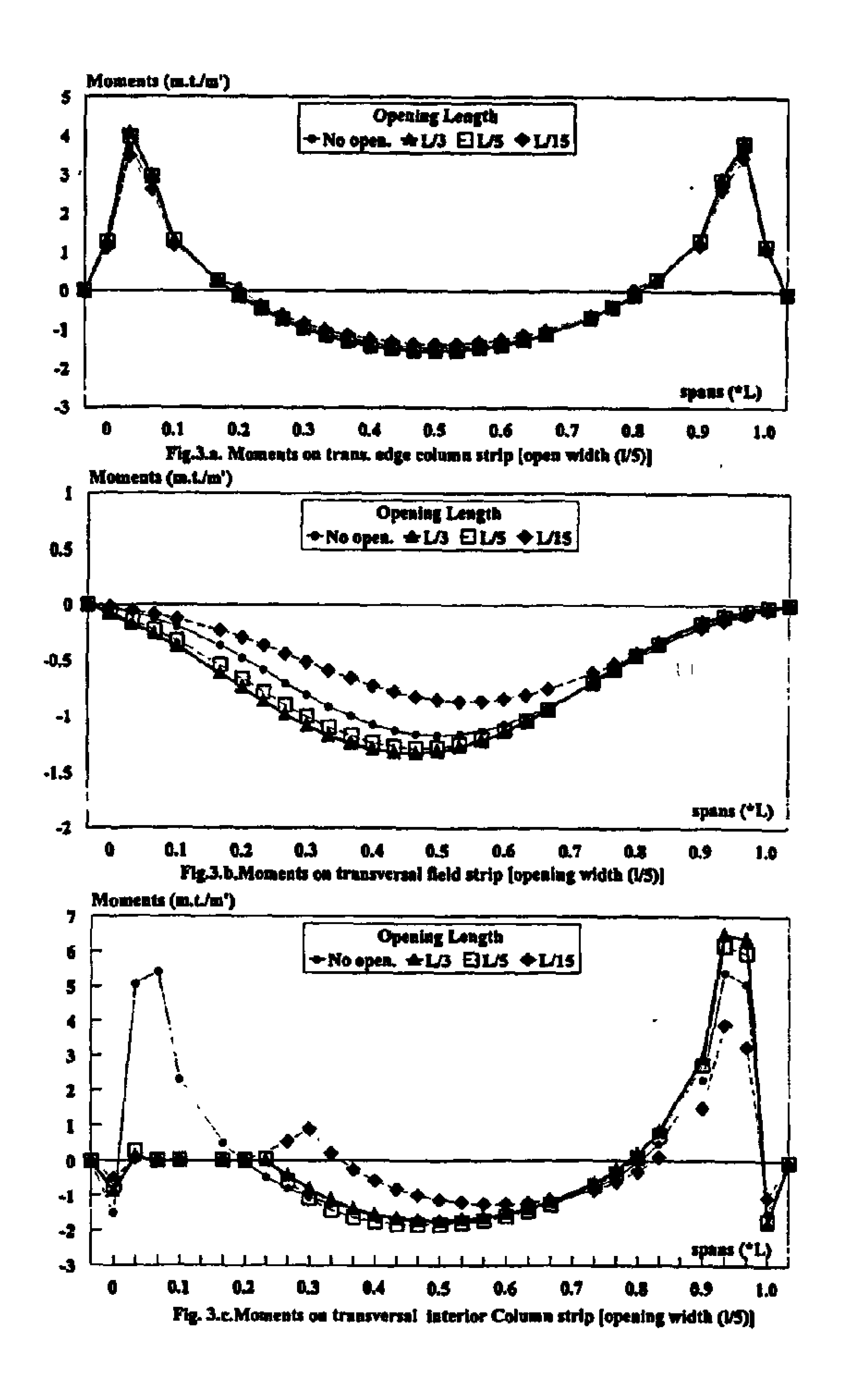


Fig.3.a. Moments on trans. edge column strip [open width (l/5)]

Fig.3.b.Moments on transversal field strip [opening width (l/5)]

Fig. 3.c.Moments on transversal interior Column strip [opening width (l/5)]

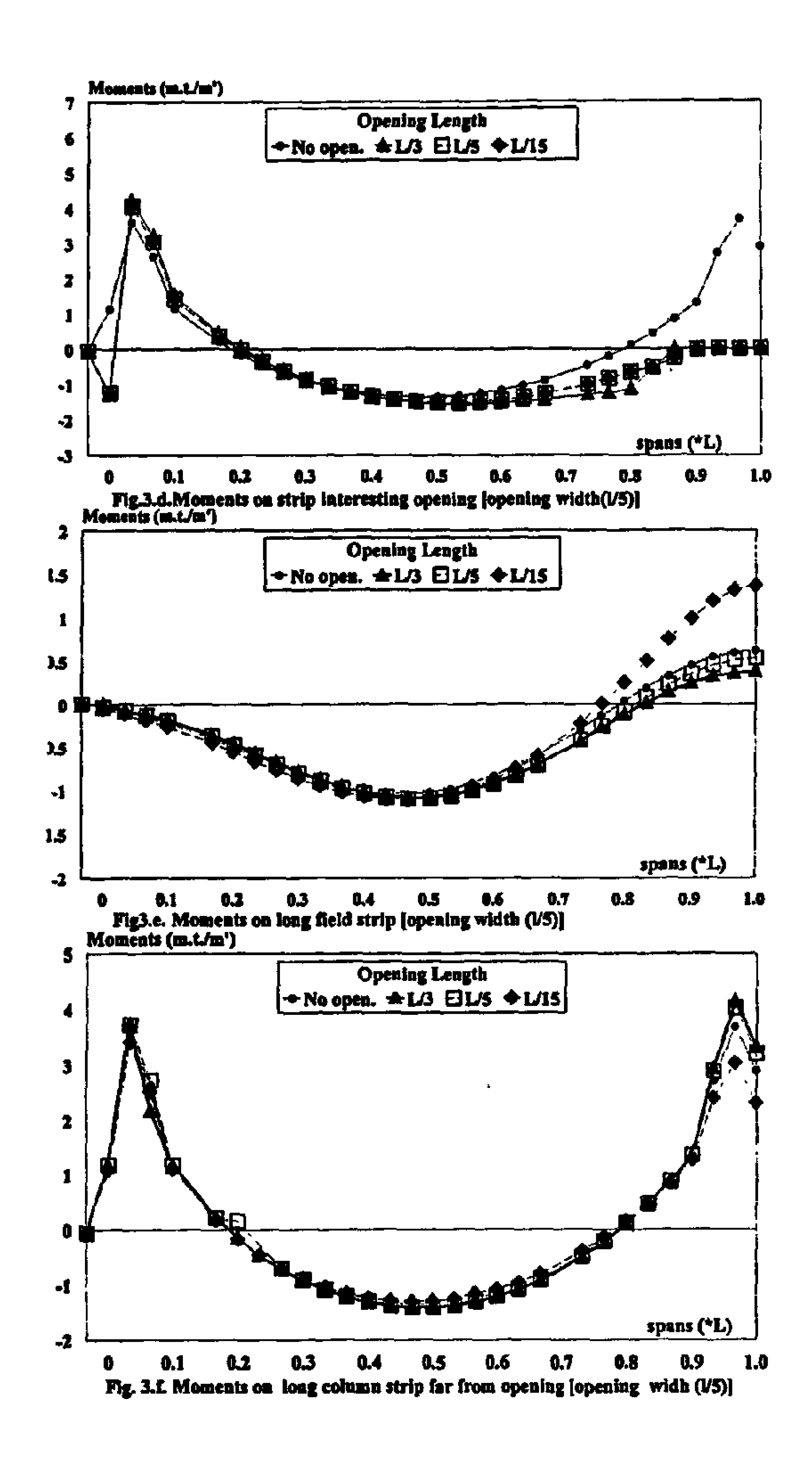


Fig.3.d.Moments on strip interesting opening [opening width(l/5)]

Fig3.e. Moments on long field strip [opening width (l/5)]

Fig. 3.f. Moments on long column strip far from opening [opening widh (l/5)]

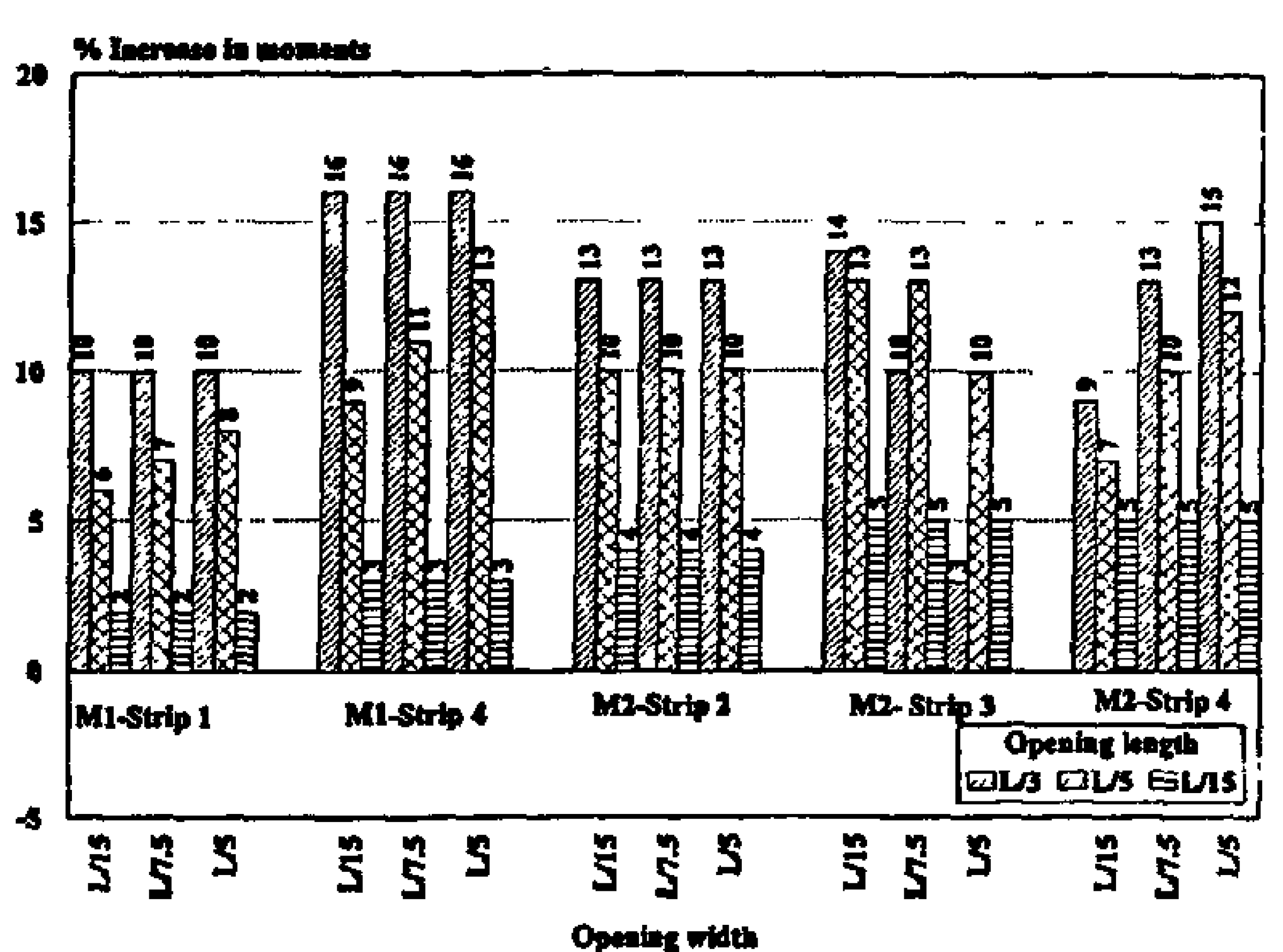


Fig. (4.a) % Change in positive field moment (M2), negative support moments (M1) [opening in contact with column]

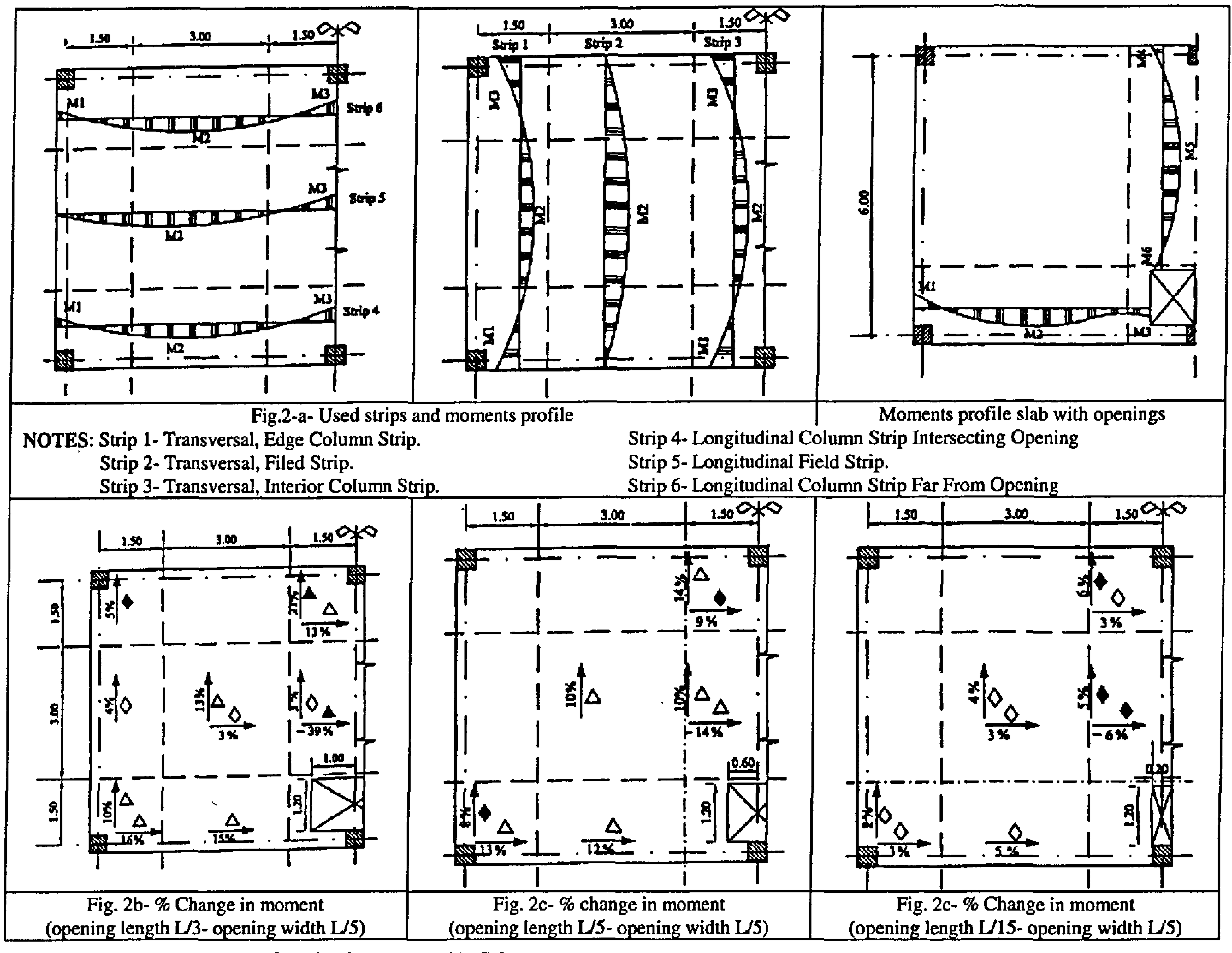


Fig.2-a- Used strips and moments profile

Moments profile slab with openings

NOTES: Strip 1- Transversal, Edge Column Strip.
Strip 2- Transversal, Filed Strip.
Strip 3- Transversal, Interior Column Strip.
Strip 4- Longitudinal Column Strip Intersecting Opening
Strip 5- Longitudinal Field Strip.
Strip 6- Longitudinal Column Strip Far From Opening

Fig. 2b- % Change in moment (opening length L/3- opening width L/5)

Fig. 2c- % change in moment (opening length L/5- opening width L/5)

Fig. 2c- % Change in moment (opening length L/15- opening width L/5)

Opening in contact with Column

Where:
→In Longitudinal Direction. ◊ < 5 % 10 = Δ ≤ 20 %
↑ In Transversal Direction. 5 ≤ ♦ < 10 % 20 = ▲ < 40 %

and 9% respectively. Slab with opening length (L/5), with the same preceding widths, M1 increase by 13%, 11% and 9% respectively while the increase in M2 was 12%, 10% and 7% respectively. For small opening length L/15,using the same preceding widths the increase in both M1 and M2 was trivial (3% to 5%).

Longitudinal field strip (strip5), moment M2 was insignificantly increased by all opening sizes (1% to 5%) as shown in figure (3.e). Opening length L/3, using opening widths (L/5, L/7.5 and L/15), the negative moment M3 decrease sounding by 39%, 44% and 48% respectively. For opening length L/5,with same preceding widths, the decrease in moments M3 was 14%, 23% and 29% respectively. For an opening length L/15, the change in M3 was small for all widths (nearly 6%).

Longitudinal column strip far from opening (strip6), the negative moment M1 and positive moment M2 increase by a trivial value (1% to 5%) for all opening size. Slabs with opening length L/3, using opening widths (L/5, L/7.5 and L/15), the increase in negative moment M3 was13%. Using opening length L/5 with the same preceding widths, M3 increase by 9%. For slabs with opening length L/15, the moments M3 increase by 3%. Concentration of moments at opening edge increases with decreasing opening size. Openings with length L/15, the maximum moment concentration for widths (L/15 and L/7.5) reach 270% and 250% of the negative moment close to the opening. Slabs with opening length L/5 got a

Table 1. Study cases for flat slab with variable opening size, location and aspect ratio (linear and nonlinear analysis) study cases .

Case	Group	(Linear analysis study cases) Dimensions Relative to Span (*L)			(Nonlinear analysis study cases) Dimensions Relative to Span (*L)		
		A	B	C	A	B	C
S1	Group 1 Opening in contact with columns	0	0	0	0	0	0
S2		0	L/5	L/3	0	L/5	L/3
S3		0	L/5	L/5	0	L/5	L/5
S4		0	L/5	L/15	-	-	-
S5		0	L/7.5	L/3	0	L/7.5	L/3
S6		0	L/7.5	L/5	0	L/7.5	L/5
S7		0	L/7.5	L/15	-	-	-
S8		0	L/15	L/3	0	L/15	L/3
S9		0	L/15	L/5	0	L/15	L/5
S10		0	L/15	L/15	-	-	-
S11	Group 2 Opening at a distance from column edge	L/30	L/6	L/3	L/30	L/6	L/3
S12		L/30	L/6	L/5	L/30	L/6	L/5
S13		L/30	L/6	L/15	-	-	-
S14		L/30	L/10	L/3	L/30	L/10	L/3
S15		L/30	L/10	L/5	L/30	L/10	L/5
S16		L/30	L/10	L/15	-	-	-
S17		L/30	L/30	L/3	L/30	L/30	L/3
S18		L/30	L/30	L/5	L/30	L/30	L/5
S19		L/30	L/30	L/15	-	-	-
S20		L/15	L/7.5	L/3	L/15	L/7.5	L/3
S21		L/15	L/7.5	L/5	-	-	-
S22		L/15	L/7.5	L/15	-	-	-
S23		L/15	L/15	L/3	L/15	L/15	L/3
S24		L/15	L/15	L/5			
S25		L/15	L/15	L/15			
S26		L/10	L/10	L/3			
S27		L/10	L/10	L/5			
S28		L/10	L/10	L/15			
S29		L/10	L/30	L/3			
S30		L/10	L/30	L/5			
S31		L/10	L/30	L/15			

* L : Span of the flat slab (L=6.0 m).
* A : Distance between opening and column edge.
* B : Opening transversal dimension (width).
* C : Opening longitudinal dimension (length).

due to the presence of opening with respect to the reference case (slab without opening) for variable opening width is as shown in fig. (2.b, 2.c, 2.d). To facilitate the analysis, study cases were divided into two main groups, where groups one represents slabs with openings in contact with column edge and group two represents slabs with openings at a distance from column edge.

3.1.Group 1: Openings in contact with column edge:

The slab moments profile along the spans on six strips for opening width L/5 with variable opening length are shown in fig.(3.a to 3.f). The percentage increase or decrease in slab moments (M1, M2 and M3) for various opening length and width with respect to slab moments reference case along variable strips are shown also in fig.(4.a,4.b)and discussed as follows;

Transversal edge column strip (strip1), the presence of opening was significant for the slab negative moment M1, while both positive moment M2 and negative moment M3 has trivial affect (increase by 4% to 5%) as shown in figure (3.a). For slab with opening length L/3, M1 increase by 10% for opening widths (L/5, L/7.5 and L/15). But for opening length L/5, M1 increase by 8%, 7% and 6% for opening widths (L/5, L/7.5 and L/15) respectively. Small opening with length L/15, the moments M1,M2 and M3 have insignificant affect for all opening widths.

Transversal field strip (strip2), the whole strip is subjected mainly to positive moment (M2) as shown in fig.(3.b). Slabs with opening length L/3, the increase in moments M2 was nearly 13 % for opening widths (L/5, L/7.5 and L/15). Slabs have opening length L/5,moments M2 was increased by 10% for the same preceding widths. Openings with small length L/15 did not significantly affect M2 (nearly 4%).

Transversal interior column strip passing through opening (strip3), the presence of opening on centerline of column showed a high local concentration of moments that occur close to the opening with high values not governing the behavior, so only opening effect on positive moment M2 and negative moment M3 will be discussed. For opening length L/3, and opening widths (L/5, L/7.5 and L/15), the increase in M3 was 21% for all the three opening sizes while that increase in positive moment M2 for various opening width was 3%, 10% and 14%. Slab have opening length L/5, and for the same preceding widths, the increase in M3 was 14%for all three opening sizes while that increase in M2 was 10%, 13% and 13%. Small opening length L/15, both M2 and M3 have trivial increase for all opening widths (5% to 6%).

Longitudinal column strip intersecting the opening (strip 4), moments along slab span is as shown in figure (3.d). For slab with opening length L/3, opening widths (L/5,L/7.5 and L/15), the negative moment M1 increase by 16% while the increase in the positive moment M2 was 15%, 13%

middle of field or column strip flat slab with and without variable stiffness edge beams. It was found that openings should not be located at a distance from column face less than or equal to one tenth of span.

ACI 318, (1995)[5] and Egyptian Code of prac-tice, (1995)[6] allows opening away from column in area common to intersecting column strips one-eighth to one-tenth the width of column strip (L/16 to L/20) in either spans. In area common to intersecting column and field strip one-quarter width of column strip (L/8) in a condition that total amount of reinforcement required for panel is maintained.

This work concerned with linear and nonlinear analysis of flat plates with symmetrical opening near columns subjected to uniform loads taking into consideration: variable opening size (L/30 to L/3), locations with respect to column either in contact to column up to L/10 away from column and with aspect ratios ranged from (1/3 to 10.). A comparison of results with the recommendations of some design building codes is made.

3-LINEAR ANALYSIS

Mathematical model:

Several preliminary study cases were investigated to choose the most suitable model for the analysis, which can reveal opening effects and be within software and computer memory capabilities. Plate bending element used with smaller elements concentrate in the area around opening, while larger elements used without affecting the accuracy in areas of low stress gradients (away from openings). For best numerical analysis the chosen element aspect ratios do not exceed 1 to 3 as shown in fig. (1.a). Slab moments at different strips determined and compared with moments for the reference case (slab without opening). All preliminary study cases showed that the major effect of the opening is at the intersection of two column strips and local in the panel in which the opening is present and becomes insignificant in other panels whatever the number of panels or the size of opening was. Thus the adopted final model for the analysis is composed of two panels two span flat plates with opening size and opening location with respect to column varied as given in table (1).

DISCUSSION OF RESULTS

All cases have square panels 6.m length each with column dimensions 0.4x 0.4 m and 0.18m slab thickness. Concrete characteristic strength (f_{cu}) was 250kg/cm^2 with Young's modulus (E_c) 210 ton/cm^2. Reinforcement has yield strength (f_y) 3600 kg/cm^2 with Young's modulus (E_s) 2100 ton/cm^2. The slabs are subjected to distributed uniform load 700Kg/m^2. Various opening sizes at variable distances from column edge were studied. Openings laying at (0, L/30,L/15,L/10) from column edge with dimensions varying from 20x40cm to 120x200 cm. Opening size in transversal direction varied from L/30 to L/5 and in longitudinal direction from L/15 to L/3, where L is the shorter span. The slabs divided into main six strips (four column strips and two field strips). Moments M1, M2 and M3 used to denote exterior negative, positive and interior negative moments respectively as shown in Figure (2.a). The percentage changes in slab moments for each strip

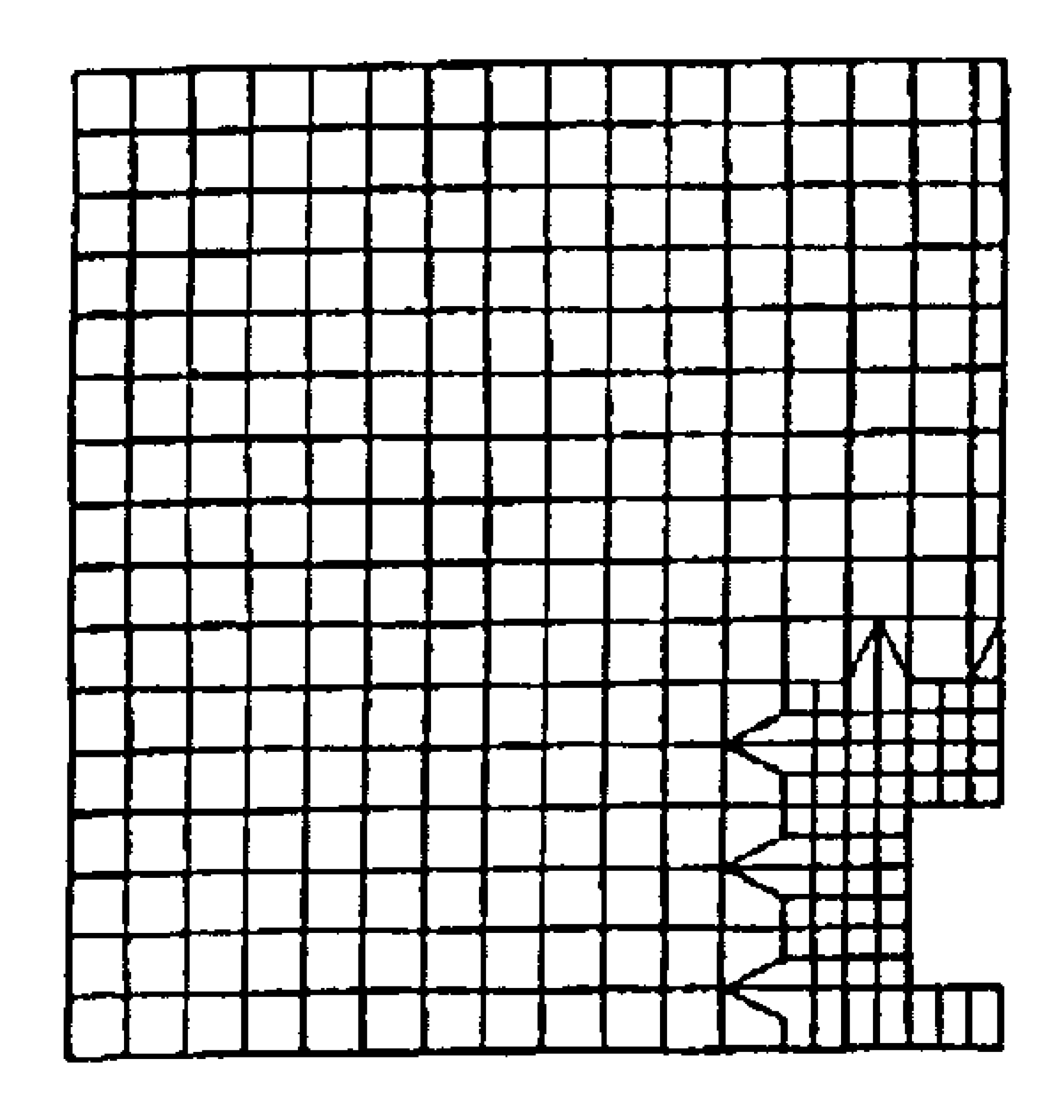



Fig.1-a F.E. Mesh used in linear analysis

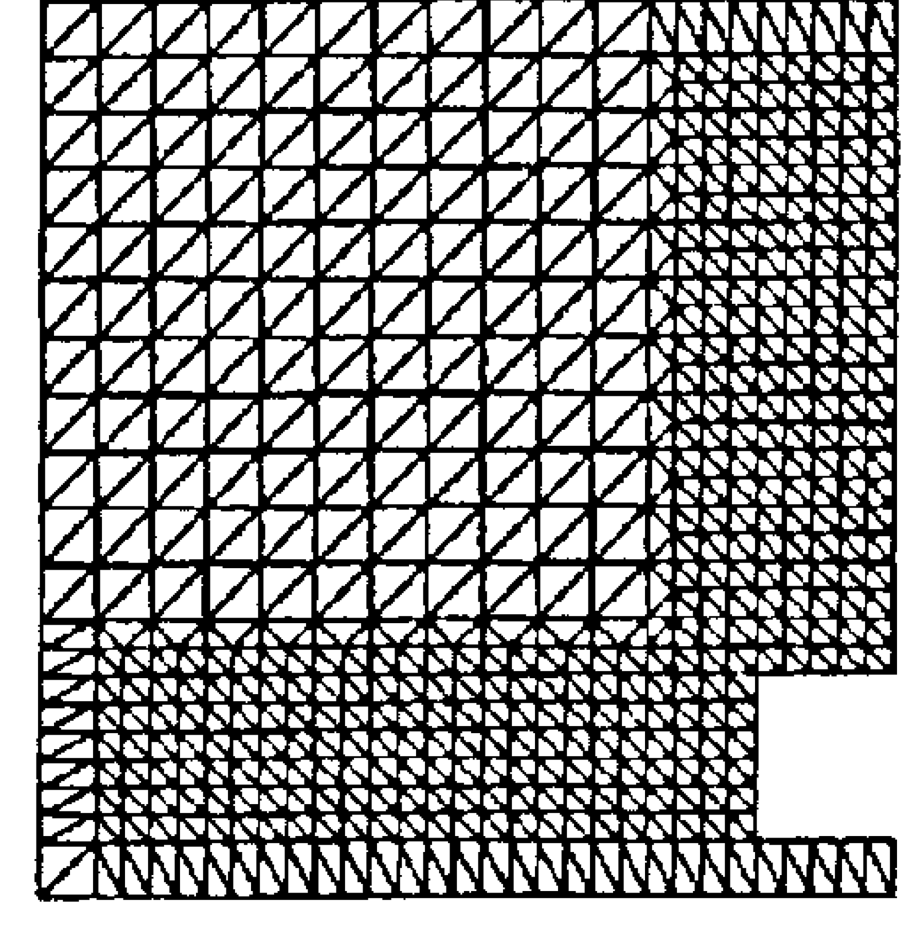


Fig.1-b F.E. Mesh used in nonlinear analysis

Fig.1-c Flat slab with openings

BEHAVIOR OF FLAT PLATES WITH SYMMETRICAL OPENINGS NEAR COLUMNS UNDER FLEXURE

By
Ahmed S.Singer*, Nasser F. El-Shafey**, Wael M. El-Degwy***

1-ABSTRACT

Openings in flat plates are common design problem whenever a duct is required. The presence of opening affects the structure performance of the slabs and causes a reduction in its strength, stiffness and deformation depending on opening sizes, locations and aspect ratios. The aim of this paper is to study, using linear and nonlinear analysis, the effect of presence of symmetrical openings at the intersection of two column strips on the behavior of flat plates subjected to uniform loads under flexure. The linear analysis was done using-SAP90-software for some preliminary flat plate cases with opening. The slabs have different numbers of square panels in which the analysis indicated that the effect of openings is local and becomes insignificant after the first column strip next to the opening, then the analysis was emphasis on thirty one study cases, two span two panel flat plates with opening on the column strip. The opening sizes, locations with respect to column and aspect ratios are different. The nonlinear analysis was done using NOPARC- software for chosen fifteen study cases slabs which revealed by linear analysis to have a sounding effect on slab behaviors. The slab moments along variable strips and the maximum deflections gained from the above analysis were investigated and compared with the recommendations of different design building codes.

2-INTRODUCTION:

In the last few decades, reinforced concrete flat plates system is widely spread. In fact, it is considered ideal from both construction and architectural point of view. It relatively requires a simple formwork, provides complete freedom for placement of partitions and allows more headroom than other slab-beam-systems. Thus it has been widely used in a lot of multi-story structures although it requires more reinforcement due to the reduction in slab overall depth. Openings in flat plates are a common practical problem that is always encountered for various purposes as service ducts, plumbing, air conditioning ducts, chimneys...ect. The presence of opening reduces slab overall stiffness and results in a more complicated behavior. Therefore the effect of opening size, opening locations on column strip with respect to column and opening aspect ratios (length/ width) on the behavior of flat slab should be considered.

Limited literatures on the effect of openings on column strip in the behavior of flat plates are available and summarized the main objective as follows:

El-kafrawi, (1985)[1] studied the effect of small openings at the intersection of two field strips or at field and column strips on the behavior of twenty panels slab. It was found a high local concentration of moments around opening in direction of opening edge specially for small openings and moments decrease rapidly away from opening, so additional reinforcement should be added around opening to control cracks.

Ibrahim, (1994)[2] studied slab with opening with different sizes and locations near column face. It was found that opening at more than three times slab thickness from column face have a slight effect and wide opening located at column face with width greater than column width should be avoided.

Torkey and Shaaban (1996,1997) [3,4] studied analytically the effect of openings located at the

* Graduate student, Cairo University, Faculty of Engineering. Cairo, Egypt.
** Assistant Professor, Cairo University, Faculty of Engineering. Cairo, Egypt.
*** Professor, Cairo University, Faculty of Engineering. Cairo, Egypt.

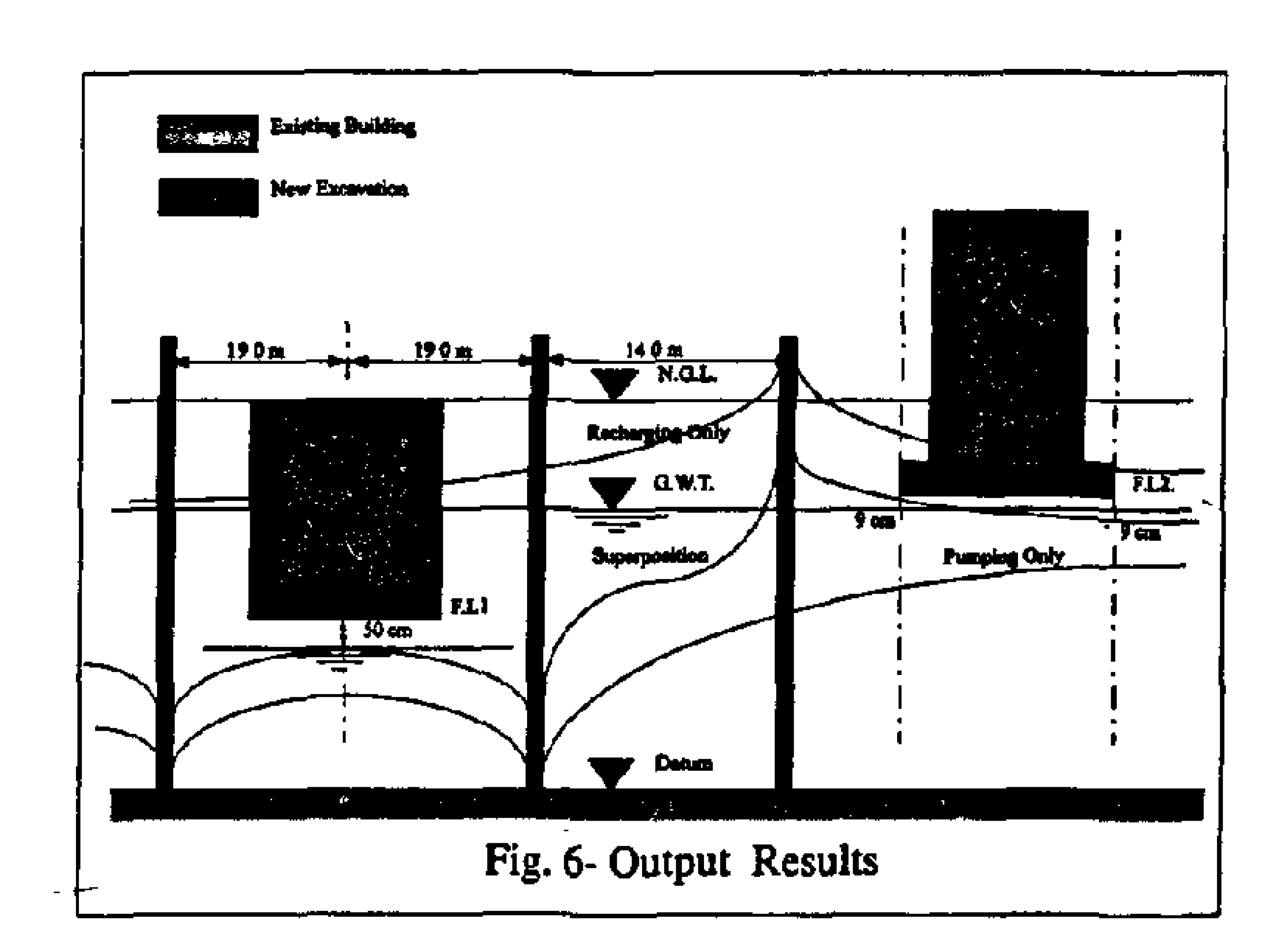


Fig. 6- Output Results

CONCLUSION

Groundwater level can be controlled below existing structures near an excavation site while dewatering process is under way. This will avoid any damage to these structures as a result of an excessive settlement of their foundations or sudden drop in their bearing capacity. The solution is provided by means of wellpoint system including pumping and recharging wells. Design procedure is presented in a form of a computer program "WELSYST" for practical use.

ACKNOWLEDGEMENT

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada is acknowledged.

NOTATIONS:

N.G.L	:Natural Ground Level
r_w	: Effective radius of the well
n_p	: Number of pumping wells
q_p	: Pumping rate for individual well
Q_p	: Total pumping rate
K	: Coefficient of permeability
h_w	: Height of water inside pumping well
h_r	: Height of water inside recharging well
h_{ip}	: Height of water level at point (i) during pumping
h_{ir}	: Height of water level at point (i) during recharging
s_{ip}	:Draw down at point (i) during pumping
S_{ir}	: Buildup at point (i) during recharging
s_{if}	: Drawdown or buildup at point (i) due to pumping and recharging
G.W.T	: Ground Water Table
r_e	: Influence radius of the well
Q_r	: Number of recharging wells
q_r	: Recharging rate for individual well
Q_r	: Total recharging rate
H	: Thickness of unconfined aquifer

REFERENCES

1- Gibson, U., and Singer, R. (1971). "Water Well Manual", Premier Press.

2- Huisman, L. (1972). "Groundwater Recovery", Macmillan Press Ltd.

3- Jumikis, A. R. (1984). "Soil Mechanics", Malabar, Florida: Robert E. Krieger Publishing Co.

4- Mansur, C.I., and Kaufman, R.I. (1962). "Dewatering in: Foundation Engineering", Leonards, G.P., editor, McGraw-Hill Book company Inc.

5- Zeevaert, L. (1957). "Foundation Design and Behavior of Tower Latino Americano in Mexico City", Geotechnique, Vol. VII, pp.115-133.

boundary conditions as additional recharging will rise the ground water table beyond its original level, which in return will reduce the bearing capacity of the existing foundation and increase its settlement.

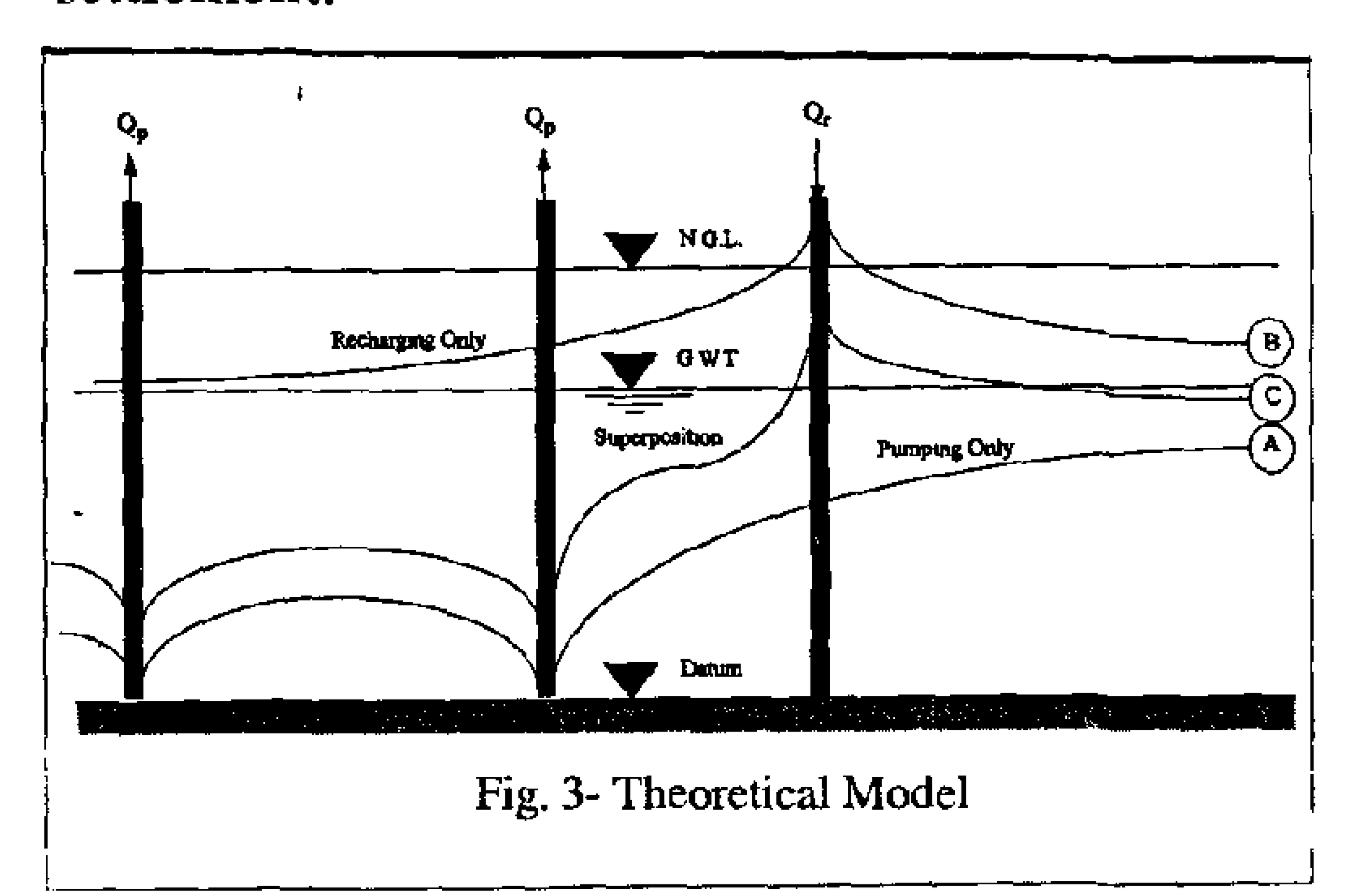


Fig. 3- Theoretical Model

COMPUTER PROGRAM

A computer program "WELSYST" was developed to perform this analysis. The program determines the optimum positions for the pumping wells and the recharging wells which satisfy the boundary conditions.

From the field, the following data can be obtained, (see Figure 4), natural ground level (N.G.L), ground water table (G.W.T), founding level of the existing structure (F.L1), bottom of the proposed excavation (F.L2), coefficient of hydraulic conductivity of the soil (K), and the distances A, B, and SP. Other data may be reasonably assumed, such as: the pumping and recharging rates, Q_p and Q_r respectively, the effective and influence radii for the wells, r_e and r_w respectively, the depth of the unconfined aquifer under consideration (the bottom level of the wells), and the problem interval which will be considered in the program as "L".

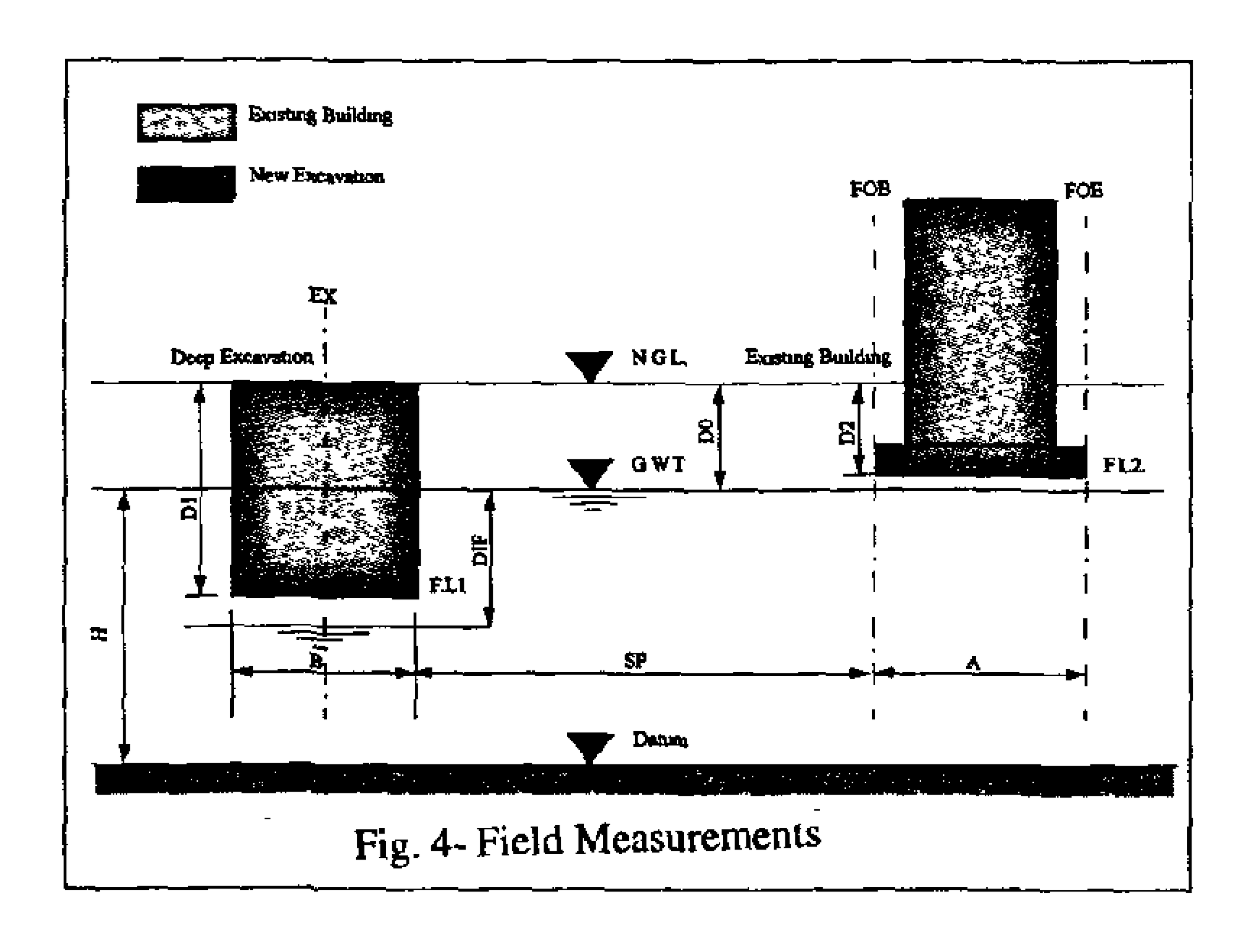


Fig. 4- Field Measurements

NUMERICAL EXAMPLE

For the field data which is given in Figure 5.

a- Design data: H=20.00 m, r_w = 0.25 m, r_{ep} = 400.00 m, and r_{er} = 490.00 m.

b- Q_p max, (i.e. at h_w = 0.00), can be calculated as follows:
$= \pi KH^2 / \ln (r_{ep} / r_w) = 0.017\ m^3 / sec$
assume: Q_p = 0.01196 m^3 / sec, the corresponding h_w will be 10.91 m.
assume: Q_r = 0.01866 m^3 / sec, the corresponding h_r will be 29.16 m.

c- Enter these data to program WELSYST, the position of the three wells can be located, to satisfy the following boundary conditions:

- minimum final draw down at the centre line of the new excavation is greater than or equal to 2.5 m, i.e., SEXF > 2.50 m.
- maximum final draw down or buildup at the beginning of the existing foundation is less than or equal to +0.10 m, i.e., SOFBF < + 0.10 m.
- maximum final draw down or buildup at the end of the existing foundation is less than or equal to + 0.10 m, i.e., SOFEF < + 0.10 m.

d- By taking the interval of "L" equal to (A + B + 3 SP) = 140.00 m, the results will satisfy the boundary conditions as follows:
C = 4.00m; E = 14.00m
SEXF = 2.548 m > 2.50m. O.K.
SOFBF = - 0.097 m < + 0.10 m. O.K.
SOFEF = + 0.090 m < + 0.10 m. O.K.

e- The final groundwater profile is shown in Figure 6.

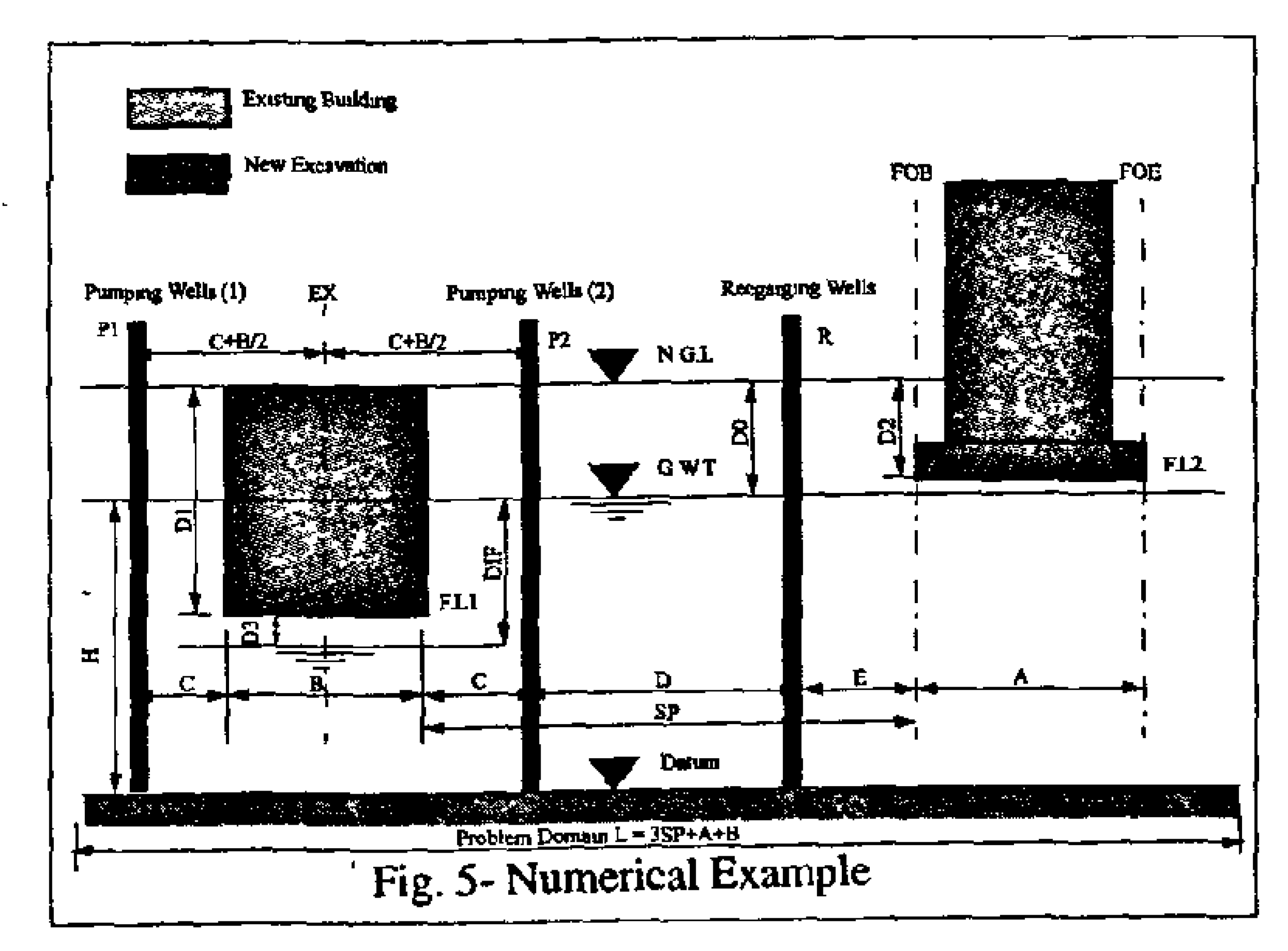


Fig. 5- Numerical Example

$$S_{ip} = H - h_{ip} \quad (6)$$

where:

$$h_{ip} = \sqrt{H^2 - \frac{Q_p}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right)} \quad (7)$$

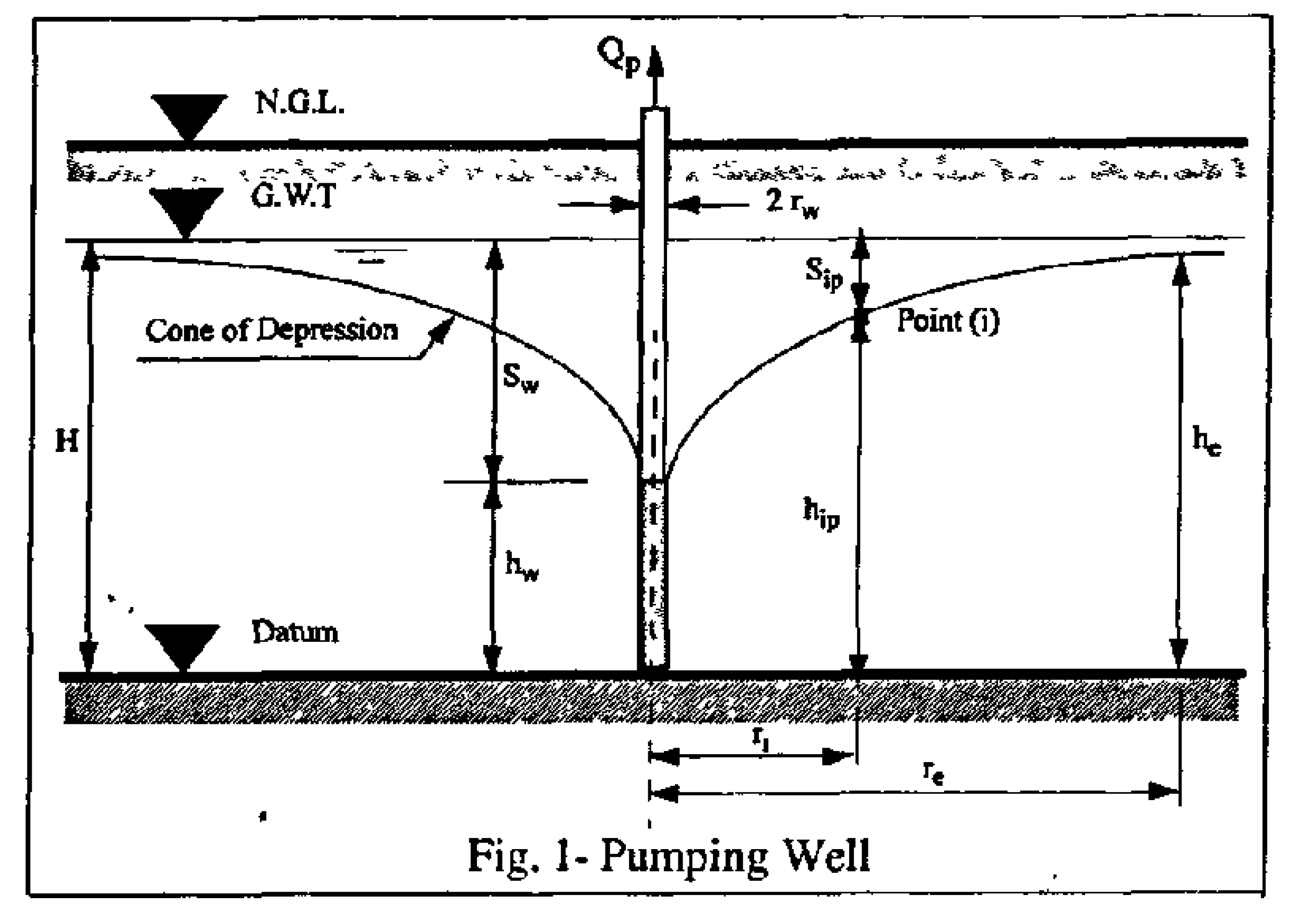


Fig. 1- Pumping Well

Similar to the analysis of a pumping well, the following equations can be developed for a recharging well, see Figure 2:

$$h_r^2 - H^2 = \frac{Q_r}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_w}\right) \quad (8)$$

For any given point (i):

$$h_{ir}^2 - H^2 = \frac{Q_r}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right) \quad (9)$$

The buildup S_{ir} at any given (i) can be calculated as follows:

$$S_{ir} = h_{ir} - H \quad (10)$$

where:

$$h_{ir} = \sqrt{H^2 + \frac{Q_r}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right)} \quad (11)$$

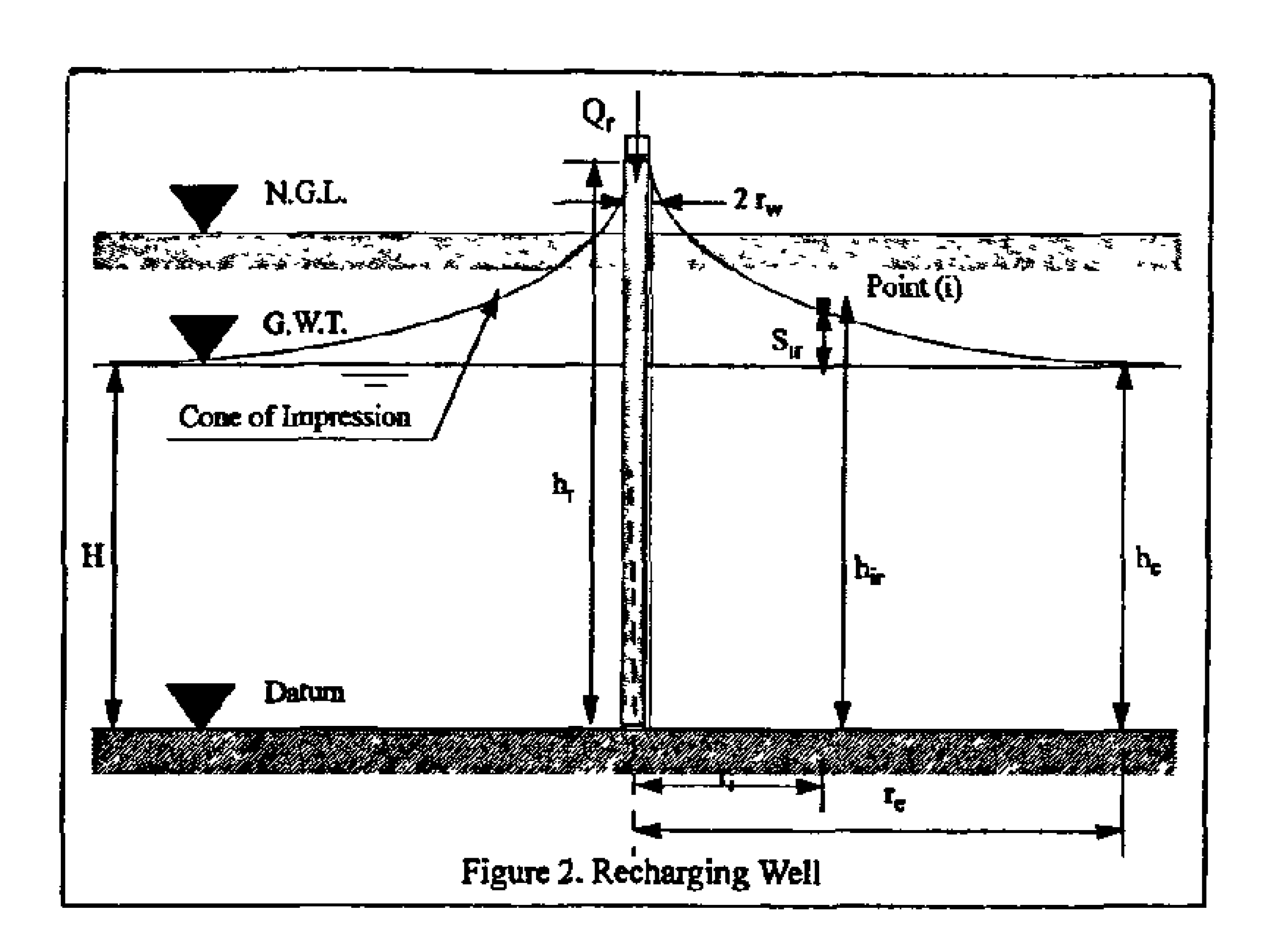


Figure 2. Recharging Well

Figure 3 shows circular arrangements of (n_p) pumping wells, each has a pumping rate of q_p and a strip line of (n_r) recharging wells with a rate of q_r. The total pumping and recharging rates Q_p and Q_r, respectively, can be given by the following equations:

$$Qp = no \cdot qp \quad (12)$$

$$Qr = nr \cdot qr \quad (13)$$

The spacing between the wells (d) at which the well topping can be fully utilized may be calculated as follows (Huisman 1972):

$$d \geq 5\,(2\pi r_o) \quad (14)$$

When the pumping wells are acting together, the cone of depression, curve (A), will be developed. When the recharging wells are acting alone, the cone of impression, curve (B), will be formed. By applying the principle of superposition of the well system, curve (C) will be obtained.

For any given point (i), the following equations can be developed:

$$h_{ip}^2 = H^2 - \frac{Q_r}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_{i1}}\right) - \frac{Q_r}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_{i2}}\right) \quad (15)$$

$$h_{ip} = \sqrt{H^2 - \frac{Q_p}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e^2}{r_{i1} \cdot r_{i2}}\right)} \quad (16)$$

$$h_{ir} = \sqrt{H^2 + \frac{Q_r}{\pi k} \ln\left(\frac{r_e}{r_{i3}}\right)} \quad (17)$$

where:

r_{i1} and r_{i2} are the distances between point (i) and the two pumping wells.

r_{i3} is the distance between point (i) and the recharging well.

The draw down S_{ip} due to pumping, curve (A):

$$S_{ip} = H - h_{ip} \quad (18)$$

The buildup S_{ir} due to recharging, curve (B):

$$S_{ir} = h_{ip} - H \quad (19)$$

The final draw down or build-up due to both pumping and recharging operations at any given point (i), curve (C), can be calculated as follows:

$$S_{ip} = S_{ip} - S_{ir} \quad (20)$$

It is important to satisfy the above mentioned

This extra weight might also increase the consolidation settlement for the foundation of the neighbouring structures. The above can be materialized in the form of excessive settlement or failure of the existing structures adjacent to the excavation site.

In order to keep the change in effective stresses as small as possible under the adjacent structures, the water pumped from the excavated zone can be recharged again into the soil in the vicinity of the adjacent building. This technique has been employed to perform the 13m deep excavation for the construction of the foundations of the Latino Americano Tower in Mexico City. Using this procedure was reported to make the change in the vertical effective stresses outside the excavation area due to pumping considerably low. Thus effectively minimizing the subsidence of the ground surface and the anticipated damage to the adjacent buildings (Zeevaert 1957).

Pumping groundwater from a well and recharging of water into another one are obviously two opposite operations. When water is extracted, it is made to flow from the aquifer into the well by causing a certain drawdown, i.e. lowering the water level in the well. During recharging, the water is made to flow from the well into the aquifer by raising the water level in the well. If the natural water table level is deep, a very considerable rise of the head can be created and very great recharging rate can, theoretically be obtained. In practice, however, recharging rates are limited by the physical characteristics of the aquifer (Mansur and Singer 1962).

In order to allow the dewatering process to continue without lowering the water table below the neighbouring buildings, a well points system is designed to include pumping and recharging wells. A computer program (WELSYST) is developed to facilitate the use of the technique presented. The program will assist the designer to determine the optimum positions of the pumping and recharging wells which satisfy the boundary conditions. In the following section, a theoretical model is developed for the well points system needed to overcome the above mentioned problem.

THEORETICAL MODEL

The following assumptions are considered in developing the theoretical model (Jumikis 1984):

* Aquifer is unconfined, homogeneous, isotropic, and of infinite horizontal extent.
* Wells are fully penetrating the aquifer, screened, perforated, or open for the entire depth of the aquifer.
* Rate of pumping and recharging is constant.
* Groundwater flow is at steady condition.
* Water pumped or recharged in the aquifer has immediate response to a drop or buildup in the groundwater table.

In order to achieve the required goal, the following boundary conditions must be satisfied during pumping and recharging operations acting together (Gibson and Singer 1971):

a) The groundwater level below the existing foundation remains unchanged during dewatering process.

b) The final level of groundwater table below the centre line of the excavation must be 0.50 meters below its bottom.

equations can be developed for a pumping well, see Figure 1:

$$Qp = k(2\pi rh).\left[\frac{dh}{dr}\right] \tag{1}$$

$$hdh = \left[\frac{Q_p}{2\pi k}\right].\left(\frac{1}{r}dr\right) \tag{2}$$

By integration both sides of equation (2) from h_w to h_e and r_w to r_e, respectively:

$$\int_{h_w}^{h_e} hdh = \frac{Q_p}{2\pi k}.\int_{r_w}^{r_e}\frac{1}{r}dr \tag{3}$$

$$h_e^2 - h_w^2 = \frac{Q_p}{\pi k}\ln\left(\frac{r_e}{r_w}\right) \tag{4}$$

For any given point (i), as shown in Figure 1

$$h_e^2 - h_{ip}^2 = \frac{Q_p}{\pi k}\ln\left(\frac{r_e}{r_{ii}}\right) \tag{5}$$

Consider that h_e is equal to H, the drawdown due to pumping at any given point (i), S_{ip} can be calculated as follows:

DEWATERING OF DEEP EXCAVATION NEAR EXISTING STRUCTURES USING ARTIFICIAL RECHARGE

By
Abdel-Rahman, M.M.*, and Hanna, A.M.**

ABSTRACT

One of the greatest opponents and hazards in foundation engineering operations is the groundwater. Unfavourable groundwater condition may threaten the entire construction program. Deep excavation are usually carried out below groundwater table, where dewatering is necessary to permit the earthwork and the construction of the foundations which have to be performed under dry condition. Water infiltration from the sides of the excavation will lead to lowering the water table level below the existing buildings in the surrounding area which might cause excessive settlement and /or tilting of these structures. In case of soils with high hydraulic conductivity, such as silty and sandy soils, dewatering represents a major problem during the design and construction stages not only for the proposed building but also for the existing buildings in the area.

This paper presents a design method to be followed to maintain the water table level below the adjacent structure while the dewatering process is taking place at the excavation site. In this technique the water table is controlled under the surrounding area by means of well points system including using pumping and recharging wells. A computer program (WELSYST) is developed in order to determine the optimum positions of the pumping and recharging wells which will satisfy the boundary conditions and to facilitate the use of the design method presented.

Keywords: pumping wells, recharging wells, dewatering, deep excavation, computer program, groundwater, well points system

INTRODUCTION

In foundation engineering, the position of the groundwater table is of a prime concern. During construction, if the groundwater table is higher than the founding level, dewatering is essential. However, such process has substantial technical and economical consequences on the project under construction and on the neighbouring buildings. Soil condition in the surrounding areas plays an important role during the design and construction stages of the project. An optimum design should lead to a safe and economical project and assure the safety of the structures in the vicinity of the excavation site.

To achieve a water drawdown and stabilize the bottom of excavation, the use of a system of deep wells or well points system is required. Their size can be varied from small diameter well points to large diameter wells, depending on the permeability of the subsoil material. Furthermore, dewatering leads to the reduction of the pore water pressure on the bottom of the excavation which will provide protection against heave, piping and slope failure.

Dewatering, however, could be extremely dangerous for the structures in the vicinity of the excavation site due to the change in the soil water content. The groundwater inflow will speed up the consolidation process for the soil layers below the adjacent structures. Furthermore, under submerged condition, soil particles are subjected to buoyancy and accordingly posses lighter weight. Upon lowering the groundwater table, the buoyancy is removed and the soil mass above the groundwater table becomes saturated, i.e. heavier in weight.

* Adjunct Assistant Professor, Department of Building, Civil, and Environmental Engineering Concordia University, Montreal, Quebec, Canada
** Professor, Department of Building, Civil, and Environmental Engineering Concordia University, Montreal, Quebec, Canada

REFERENCES

1- *S.Rashwan and S.AbouRizk, "The Properties of Recycled Concrete",Concrete International, Vol.19, No.7, July 1997*

2- *PL.B.Topcu , "Physical and Mechanical Properties of Concretes Produced with waste concrete". Cement and Concrete Research, Vol.27, No.12.1997.*

3- *M.Tavakoli and P.Soroushian,"Strengths of Recycled Aggregate Concrete Made Using Field-Demolished Concrete as Aggregate". ACI Materials Journal March- April 1996.*

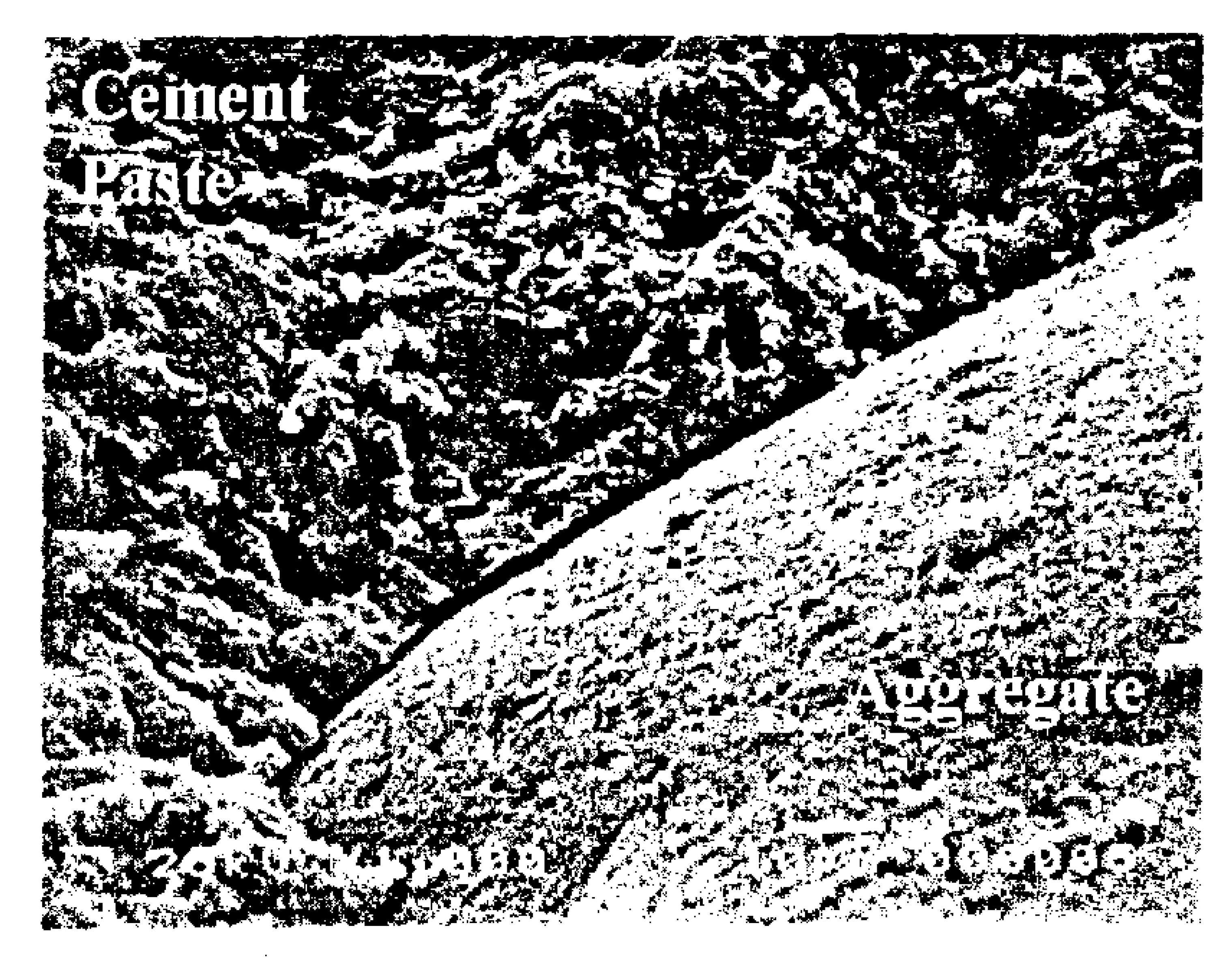
4- *.R.S Speare and B Ben-Othman, "Recycled Concrete Coarse Aggregates and their Influence on Durability", Proceedings of the International Conference, "Economic and durable construction through excellence", Dundee Scotland, September 1993.*

5- *Rasheeduzzafar and A.Khan, "Recycled Concrete A Source for New Aggregate", Cement, Concrete and Aggregates, CCAGDP, Vol.6, No.1, 1984 ,pp 17-27.*

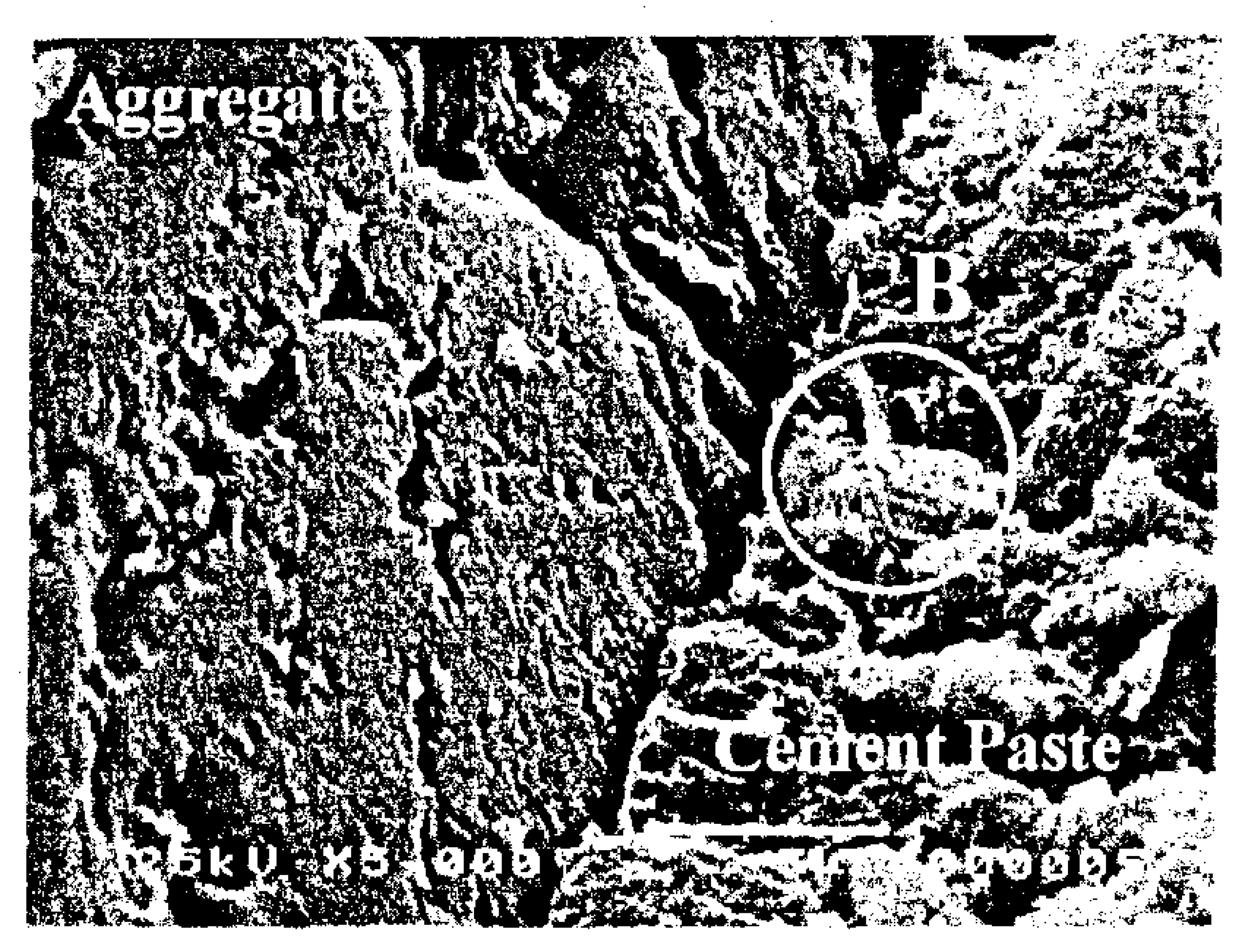
6- *T.C.Hansen and E.Boegh, "Elasticity and Drying Shrinkage of Recycled Aggregates". ACI Journal, September, October 1985.*

7- *T.C.Hansen and S.E.Hedegard, "Properties of Recycled Aggregate Concrete as Affected by Admixtures in Original Concretes", ACI Journal, January February 1984.*

8- *A.S.El-Dieb,"Permeation of fluids through high performance concrete". Ph.D.Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 1994.*

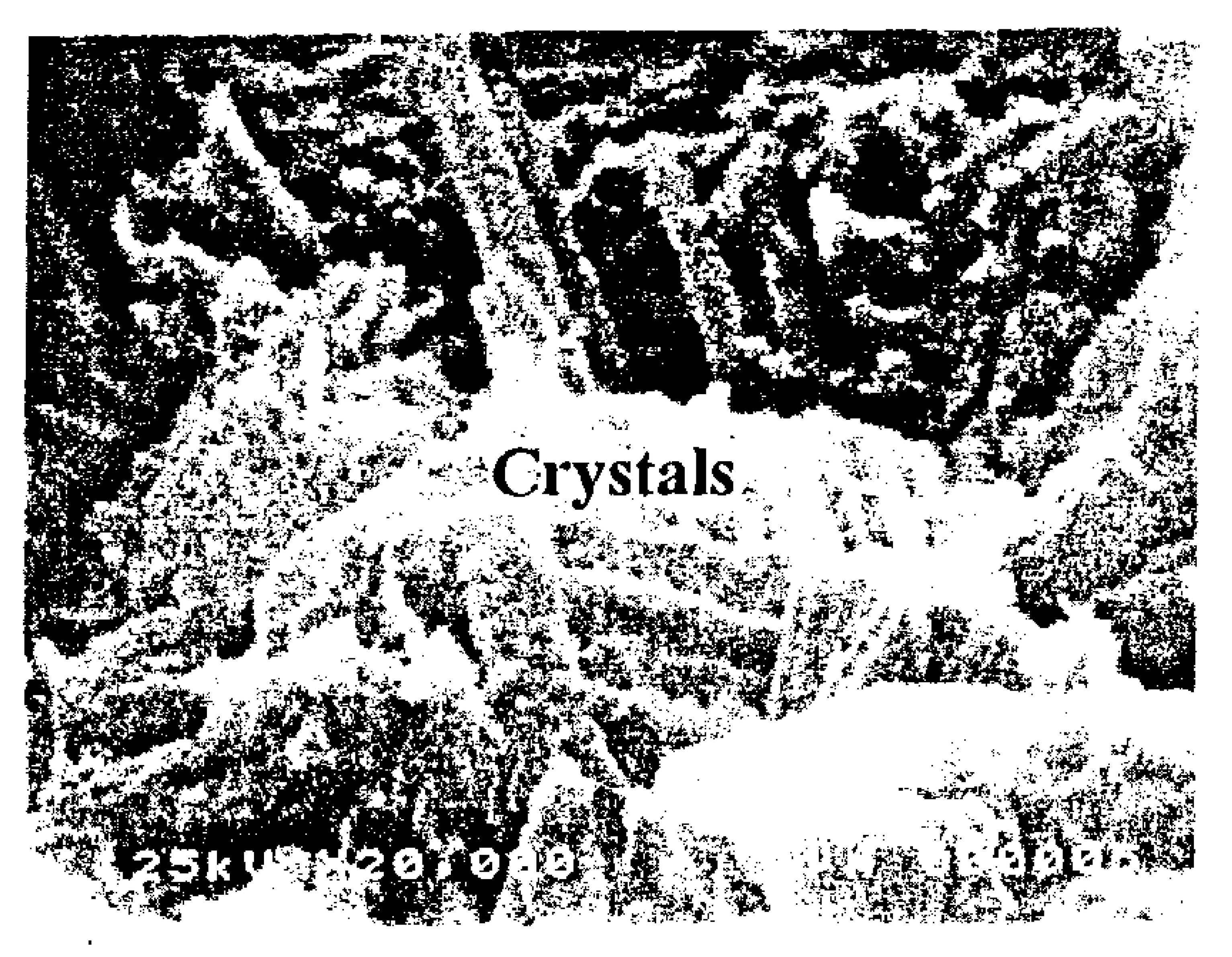


a- Ordinary Concrete

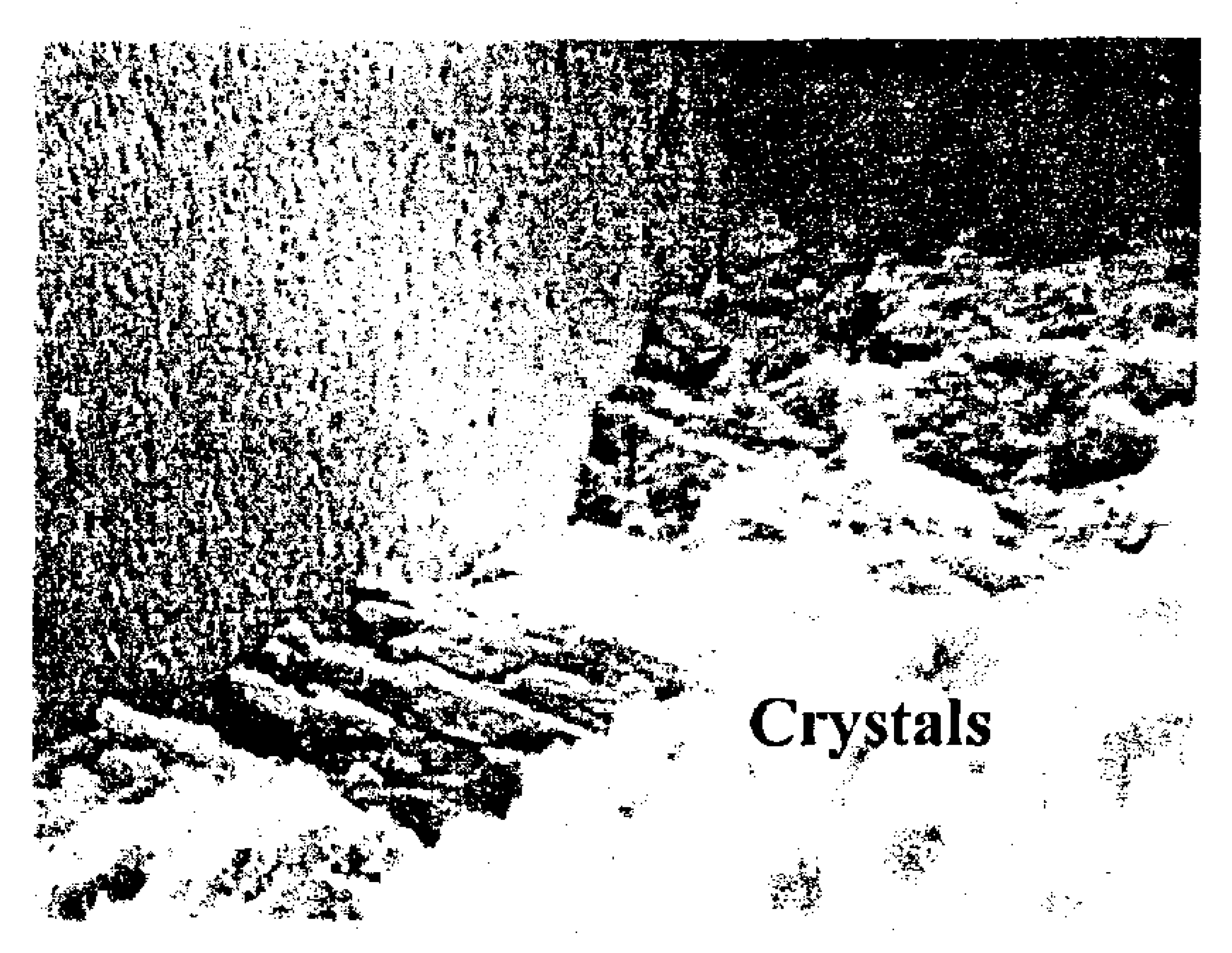


b- Recycled Concrete

Fig. 8- Aggregate-Paste Interface



c- Enlargement of B



d- Enlargement of A

Fig. 9- Formation of Crystals

4- Recycled aggregate properties, mainly specific gravity and crushing value are within the normal range of ordinary aggregates, whereas the absorption percentage is slightly higher for concrete strengths below 300 kg/cm^2, thus it is recommended to pre-soak the aggregates before use.

5- A water/cement ratio of 0.50 is found to give the best workability with the minimum superplasticiser dosage without pre-soaking the aggregates.

6- A cement content of 450 kg/m^3 with recycled concrete aggregates gives the best strength results, yet using a cement content starting from 350 kg/cm^2 may produce structural concrete above 250 kg/cm^2.

7- Indirect tensile strength, flexural strength and modulus of elasticity for recycled aggregate concrete are lower than those of ordinary concrete.

8- Both absorption and permeability values of the recycled aggregate concrete are higher than the corresponding values for ordinary concrete, in the ranges of 10-18% and 26-53% respectively, for a cement content 400kg/m^3.

9- SEM micrographs confirms the permeable behaviour of the concrete using recycled aggregates, the fact that may affect its durability. Thus, further study must be conducted in this domain.

Generally, the interfacial region between the aggregate and the cement, which is about 50 μm, is different from the bulk cement regions from the points of view of morphology, density and composition. It is lower in density than the hydrated cement matrix, due to the presence of pores and contains large hexagonal calcium hydroxide crystals (CH) and needles of ettringite (AF_t).

The aggregate-paste interface for both ordinary concrete and recycled concrete is shown in Figure(8). The microcracks are observed in the aggregate phase , Figure (8-b), either due to prior crushing during the preparation of the aggregate or due to weakening of the aggregate after being subjected to the repetitive stresses. Also microcracks are observed in the transition zone, which accounts for the lower strength of the transition zone and consequently of the concrete.

Further enlargement of the SEM micrographs reveals the formation of large crystals in the transition zone as shown in Figure (9-a) which is a magnification of circled part B in Figure (8-b) , whereas Figure (9-b) is a magnification of the circled part A in Figure (7-b). The existence of this porous region affects the fracture characteristics of the concrete and is an important factor that limits its strength.

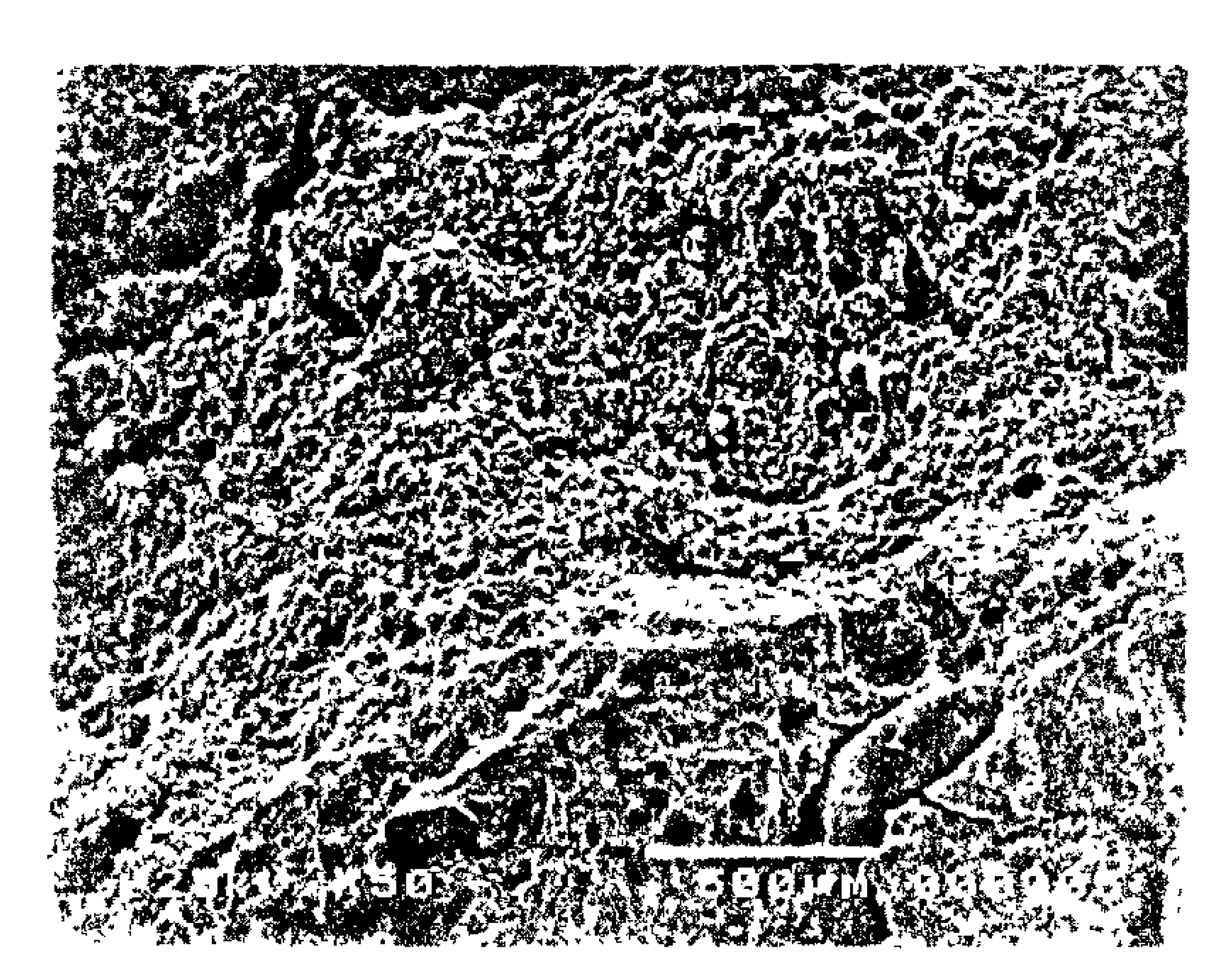
4- CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

The following conclusions may be drawn from the previous experimental investigation involving the use of recycled concrete aggregates in structural concrete and from the SEM micrographs of the tested specimens.

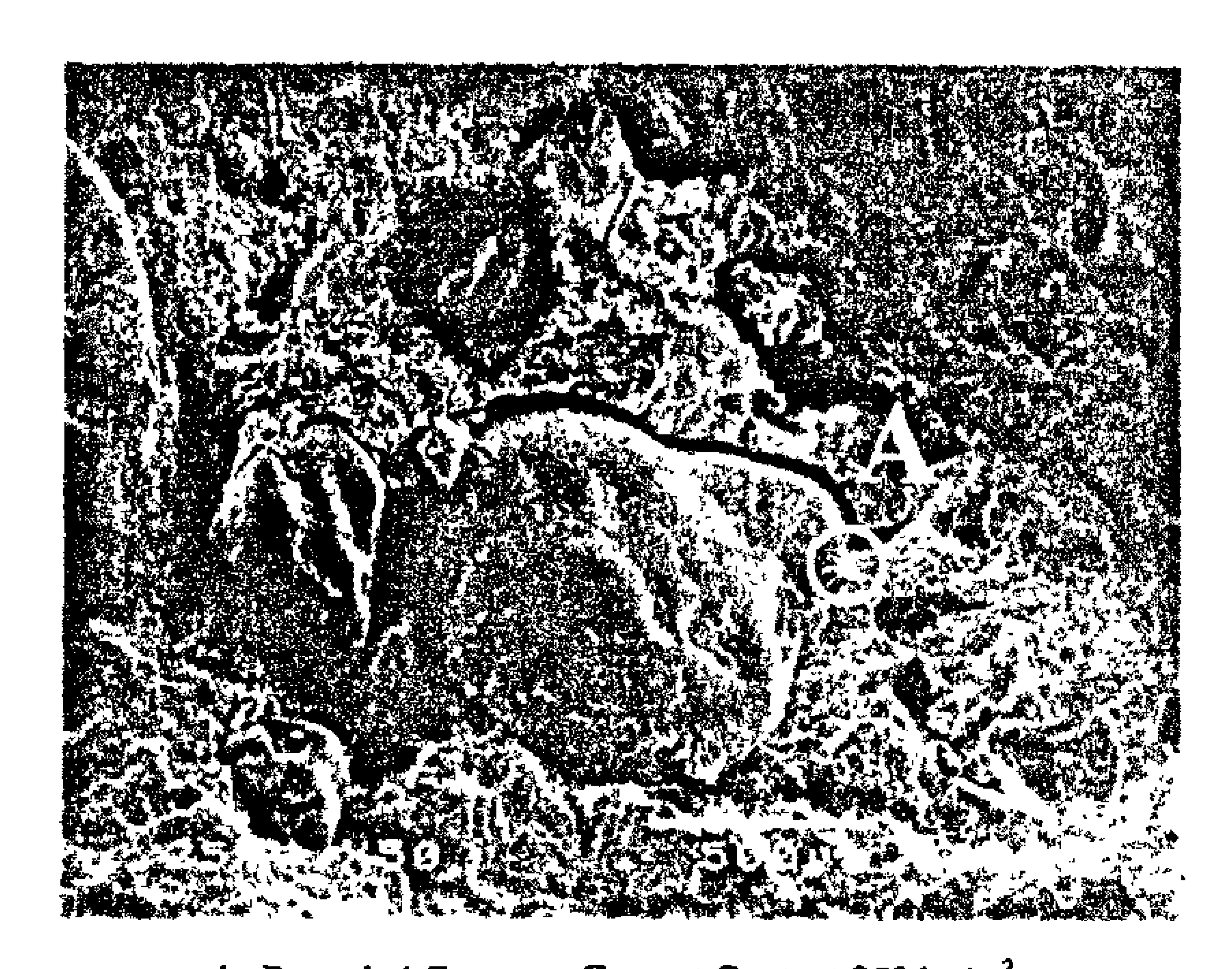
1- Recycled coarse aggregates passing 28 mm sieve and retained on 5mm sieve are found most suitable for use in concrete together with natural sand.

2- Fine recycled aggregates must be disregarded since they greatly affect the workability of the concrete mixture.

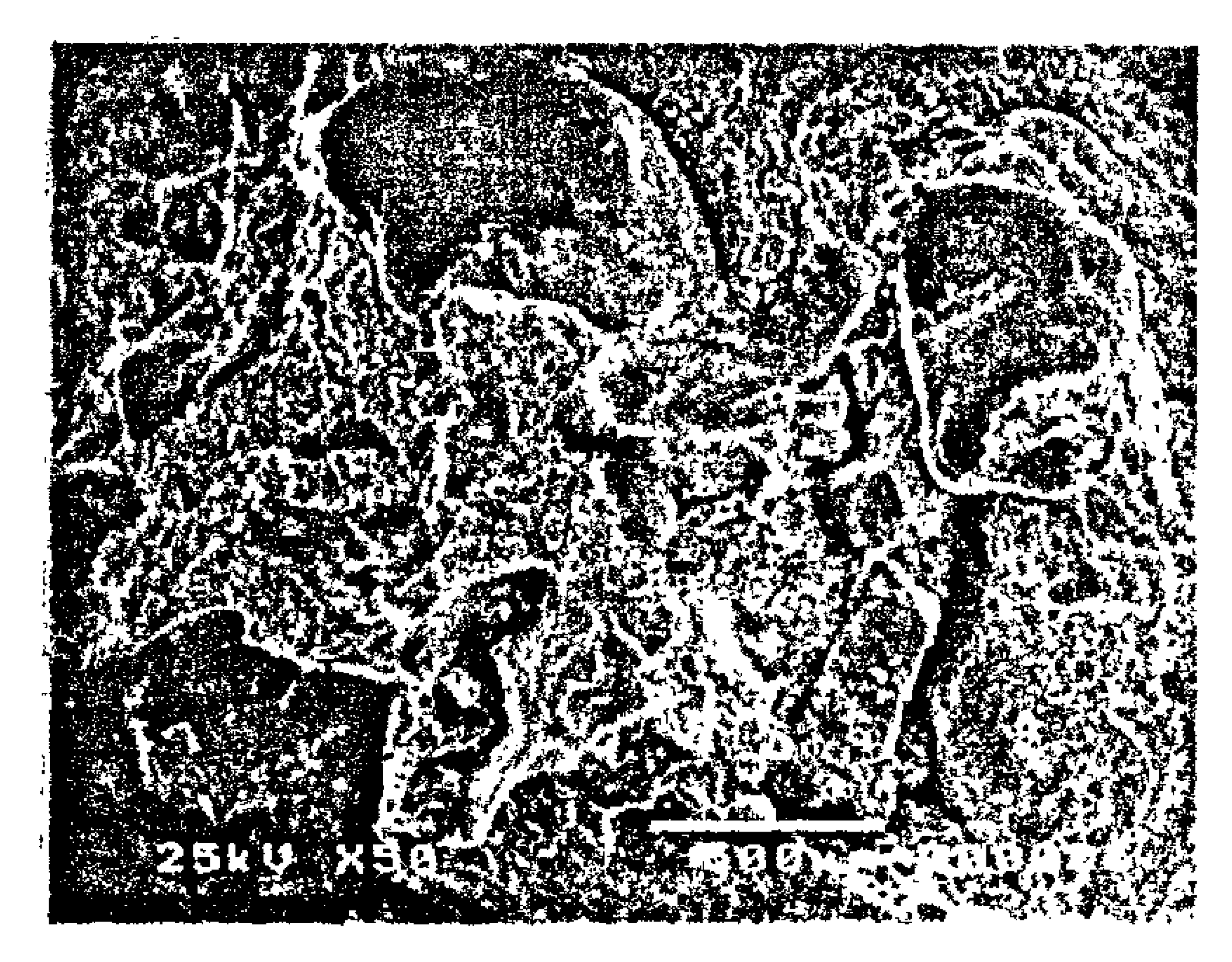
3- The best ratio for combining sand as fine aggregate and coarse recycled aggregates passing sieve no. 28 and retained on sieve no.5, to produce maximum compressive strength is 38:62 respectively.



a- Ordinary Concrete Cement Content 350 kg/m^3



b- Recycled Concrete Cement Content 350 kg/m^3



c - Recycled Concrete Cement Content 450 kg/m^3

Fig. 7- General view of cement paste for different types of concrete (X50)

Durability Characteristics

After confirming that the strength properties of the recycled concrete are adequate enough for its use in structural concrete, it is of major importance to make sure that its durability characteristics also meet the proper limits. In this investigation the durability is considered from the point of view of absorption, permeability, and microstructural characteristics.

Absorption Percentage

The absorption percentage was calculated according to the ASTM standards C642, for two different parameters, the first is the cement content in recycled concrete and the second is the type of aggregate whether aggregates are recycled from crushed stone concrete or gravel concrete or both. From the results, shown in Table(8), it is clearly noticed that the increase in the cement content, from 300 to 400kg/m^3 and 450kg/m^3 decreases the absorption percentage by 39% and 42% respectively. Whereas, the use of the different recycled aggregates in the mixture did not greatly influence its absorption. This may be due to their similar microstructural characteristics as will be discussed later.

Permeability

The rate of deterioration of concrete depends on its permeability, and since the water absorption of the concrete is an indirect measure of its water permeability, several relations were derived in this respect. In this research one of these relations was adopted to estimate the permeability of the above mentioned tested concrete specimens based on the absorption percentage calculated from the ASTM standards C642.(8). The estimated values for the permeability are given in Table(8). From the results, it may be noted that the permeability of the recycled concrete is higher than that of ordinary concrete using natural aggregates and the same cement content of 400kg/m^3 in the range of 26-53%. It may also be noted that the water permeability, decreases by the increase of the cement content in the recycled concrete mixture from 350 kg/m^3 to 450 kg/m^3 in the range of 54%.The use of recycled crushed stone aggregates increases the permeability of the concrete by 12%, than that in which recycled gravel aggregates are used, whereas a mixture of both aggregates increased the permeability by 6%. These results need further investigation by performing the permeability test.

Table(8)- Absorption of Recycled Aggregates Concrete

Tested Parameter		Absorption %	Permeability m/s
Control	Phase III-Mix.4 (G)	4.10	2.35×10^{-12}
Effect of cement content kg/m^3	Phase II Mix.7 (300 kg/m^3)	7.45	3.29×10^{-11}
	Phase II Mix.10 (350 kg/m^3)	5.49	5.70×10^{-12}
	Phase II Mix.13 (400 kg/m^3)	4.54	2.96×10^{-12}
	Phase II Mix.16 (450 kg/m^3)	4.32	2.60×10^{-12}
Effect of Recycled Agg.Type	Phase III Mix.1 (MRCGA)	4.87	3.60×10^{-12}
	Phase III Mix.2 (MRCSCA)	5.02	4.03×10^{-12}
	Phase III Mix.3 (MRA)	4.94	3.80×10^{-12}

Concrete Microstructure

Samples from the 28 days fractured surfaces of both ordinary concrete and recycled concrete were oven dried at 105°C for 24 hours then cooled at room temperature. Three samples were examined, Figure (7-a) shows a Scanning Electron Microscope (SEM) micrograph of ordinary concrete with cement content 350 kg/m^3 , Figure (7-b) shows that of recycled concrete of cement content 350 kg/m^3 and Figure (7-c) shows that of recycled concrete of cement content 450 kg/m^3.

This general view of the concrete fractured surface, enlarged 50 times, reveals the existence of irregular capillary pores in ordinary concrete and even larger capillary pores in recycled concrete, which are responsible for the permeable behaviour of the concrete and may affect its durability.

Comparing the fractured surfaces of recycled concrete with 350 and 450 kg/m^3, no significant difference is observed. This may account for the close results of the compressive strength for the same cement contents. Also, the presence of some fractured aggregates indicates a good bond between the cement paste and the aggregate and good bonding of the cement paste itself.

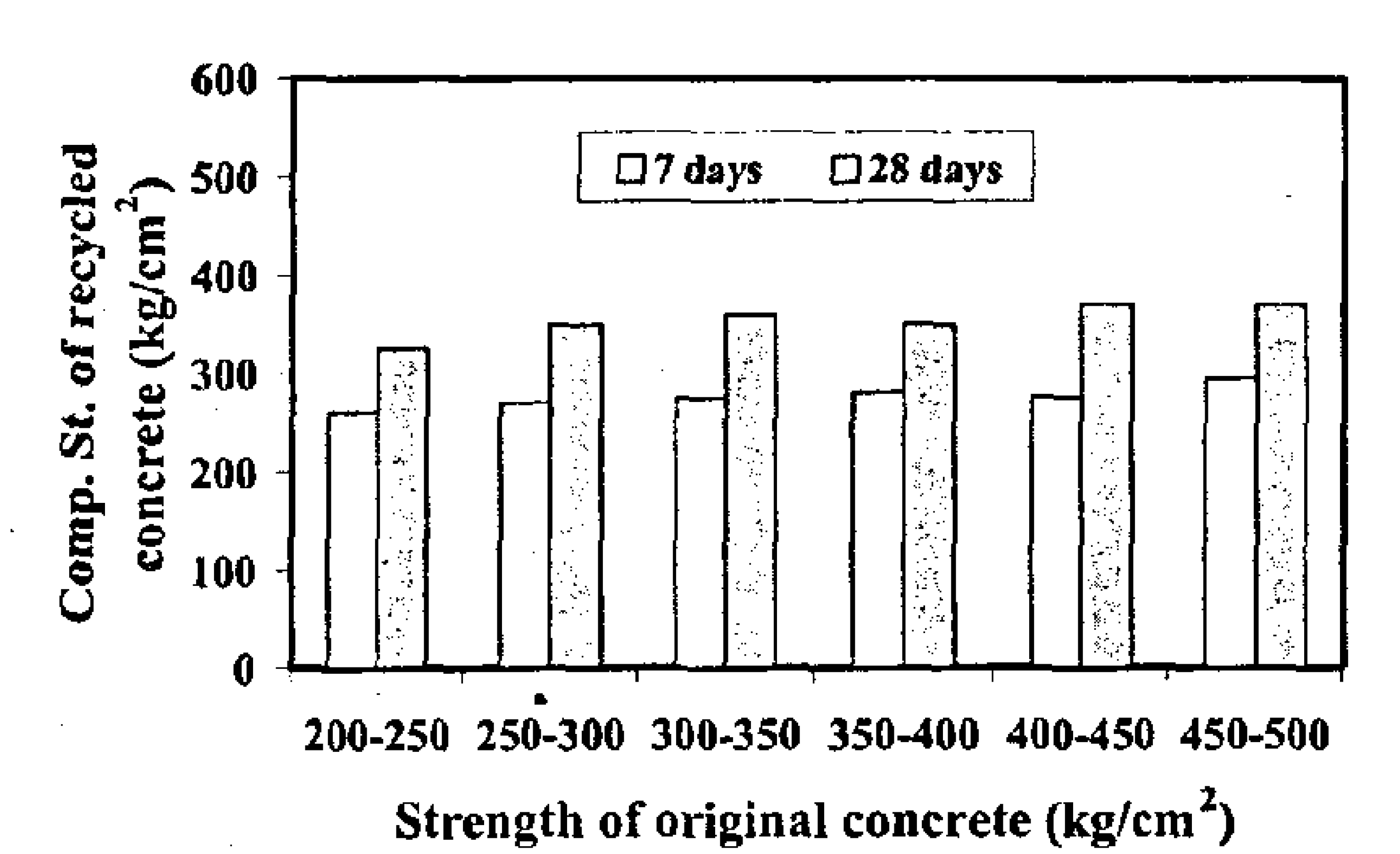


Fig. 4- Effect of original compressive strength on the compressive strength of recycled concrete

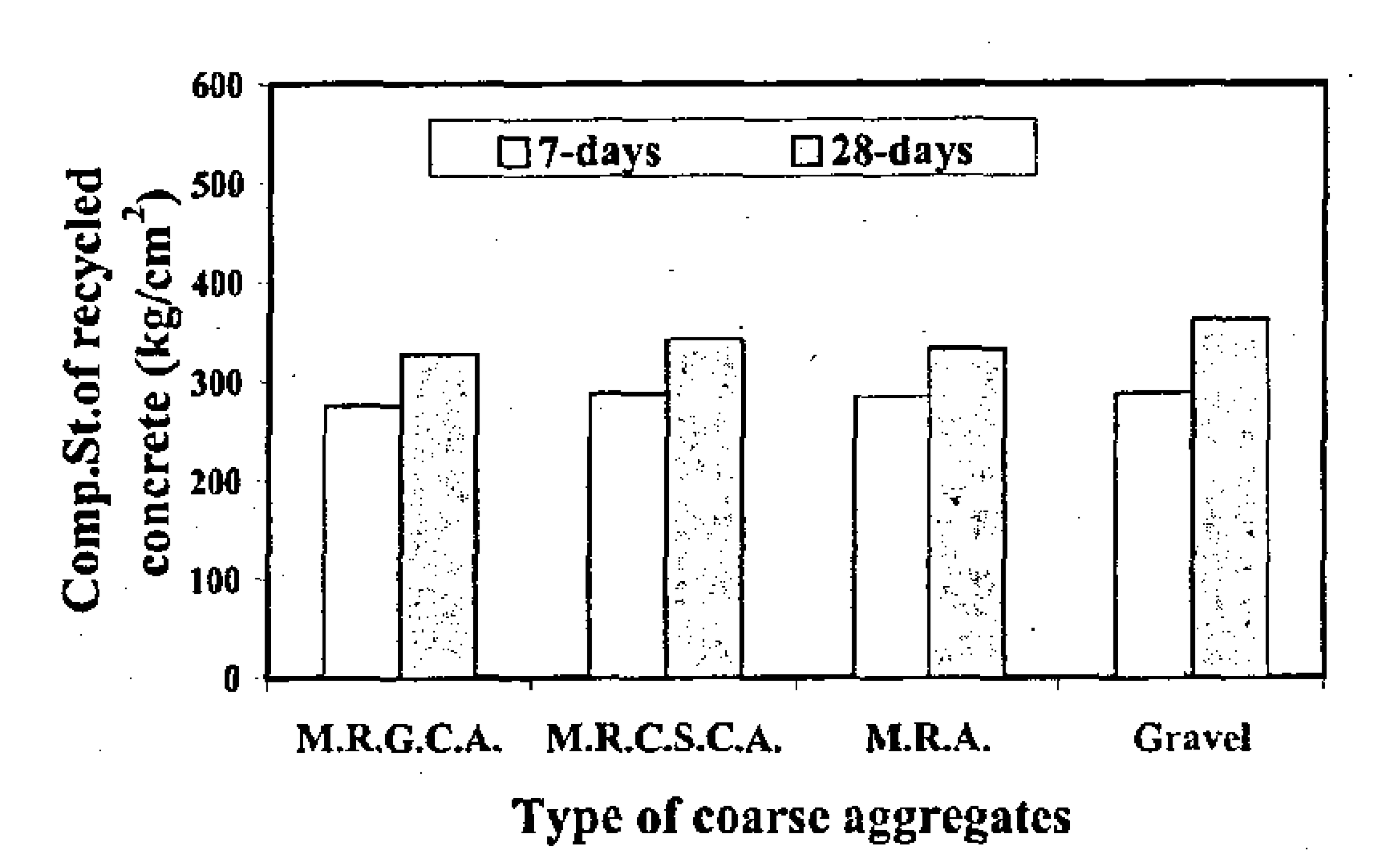


Fig. 6- Effect of type of original mixed aggregate on compressive strength recycled concrete.

Compressive strength of recycled concrete with gravel or crushed stone as aggregates for the original concrete

The results of the last 3 mixtures of Group 1 in Phase III using recycled crushed stone concrete aggregates (RCSCA) as coarse aggregates, are as shown in Figure(5) compared to the results of similar mixtures prepared from recycled gravel concrete aggregate (RGCA) as coarse aggregates. From the results it is found that the use of recycled aggregates originally from crushed stone increases the compressive strength of recycled concrete in the range of 10%.

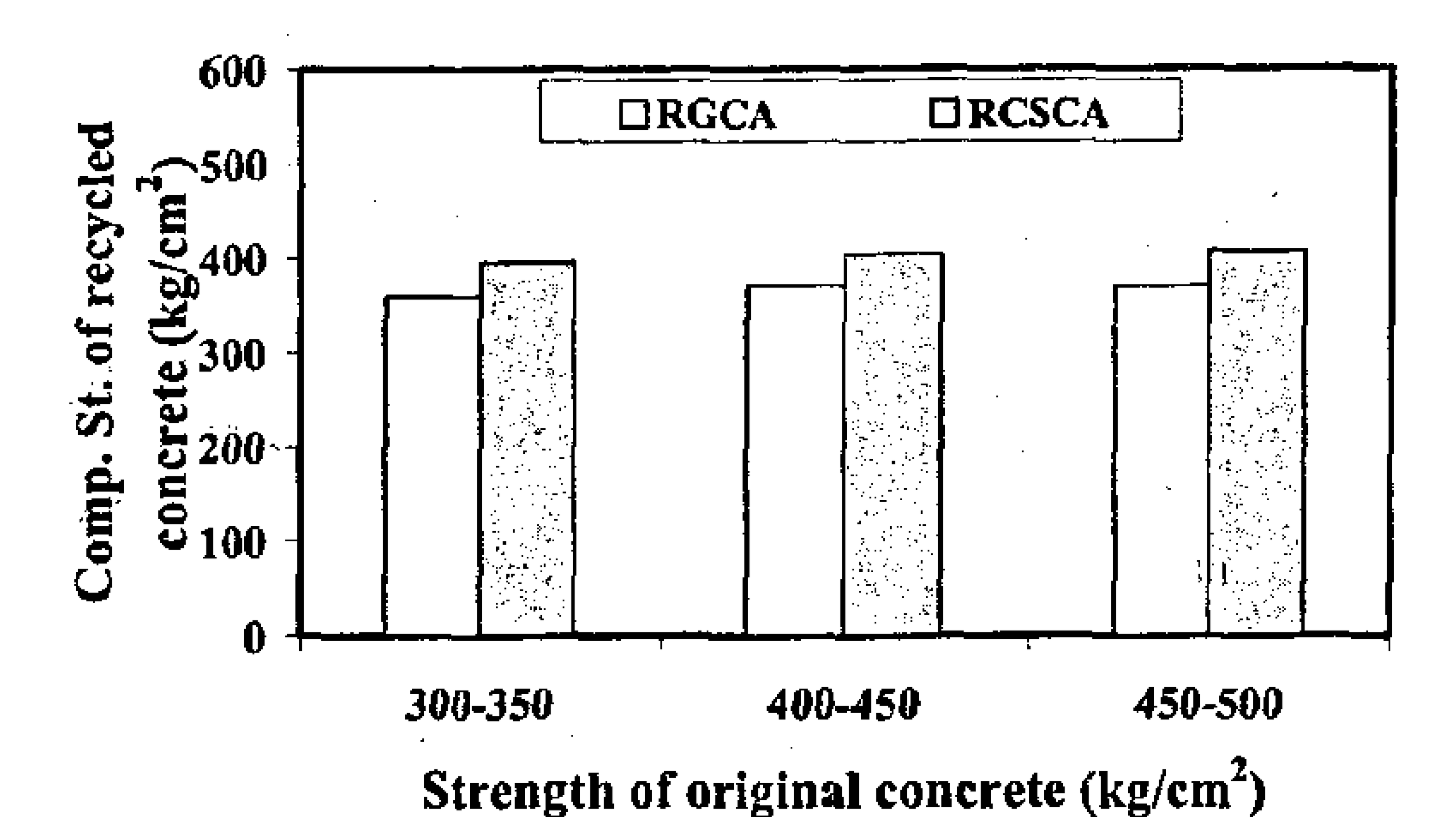


Fig. 5- Effect of original aggregate type on recycled aggregate concrete

Effect of the mixed recycled aggregates on the compressive strength of recycled concrete

The mixed recycled aggregates are chosen at random from various concrete mixtures and are used to prepare four concrete mixtures as shown in Table(6) and the results are as shown in Figure(6).

The results of the tested specimens showed that concrete made of recycled mixed aggregates (RMA) exhibited a reduction in strength in the range of 10% to that made of natural aggregates under the same conditions. It also showed that using mixed types of recycled aggregates (originally gravel and crushed stone) gave compressive strengths of about 3% less and 2% more than that made from recycled aggregates made from crushed stone and gravel respectively.

Other Mechanical Properties

The indirect tensile strength (splitting test), flexural strength and modulus of elasticity, were other properties tested, for concrete made of natural gravel and concrete made from recycled gravel aggregates, mainly mixtures 1 and 4, in Group .

Cylinders 15x30 cm were prepared for the indirect tension test and for the test determining the modulus of elasticity. As for the flexural strength test, standard prisms were used 10x10x40 cm. The results given in Table(7) show that recycled aggregate concrete administer a decrease in the tensile strength of about 12.5%, and in flexural strength of about 15% compared to concrete made from natural gravel as coarse aggregates. As for the modulus of elasticity a reduction of about 22 % is observed for recycled aggregates concrete compared to concrete made from natural gravel as coarse aggregates.

Table(7) Strength properties of recycled aggregate concrete

Strength Properties	Natural Aggregate Concrete G	Recycled Aggregate Concrete RGCA
Indirect Tensile Strength (kg/cm^2)	32	28
Flexural Strength (kg/cm^2)	88	75
Modulus of Elasticity (t/cm^2)	255	198

Effect of cement content

The results of the four cement dosages are as shown in Figure(3). A notable increase in the compressive strength of concrete was observed for dosages 400 kg/m^3 and 450 kg/m^3 compared to 300 kg/m^3 in the range of 35%. Nevertheless, the increase in the compressive strength between 400 kg/m^3 compared to 450 kg/m^3 is in the range of 5%, thus it would be more economical to use the lesser cement dosage with recycled concrete.

Effect of water cement ratio

The effect of water cement ratio on the compressive strength of recycled aggregates is as shown in Figure(3). Although the minimum w/c ratio gave the highest compressive strength, yet it had very poor workability. It gave a slump of 0-2 cm even with the use of the superplasticiser. Therefore, it is more appropriate to recommend the w/c of 0.5 which gives, together with the superplasticiser, a slump between 6-8 cms. The corresponding decrease in the compressive strength between w/c=0.42 and w/c=0.5 is in the range of 6%. Using a w/c ratio of 0.6 may also be taken into consideration since the reduction in strength is in the order of 15% with better slump values ranging between 8-12 cms using superplasticiser.

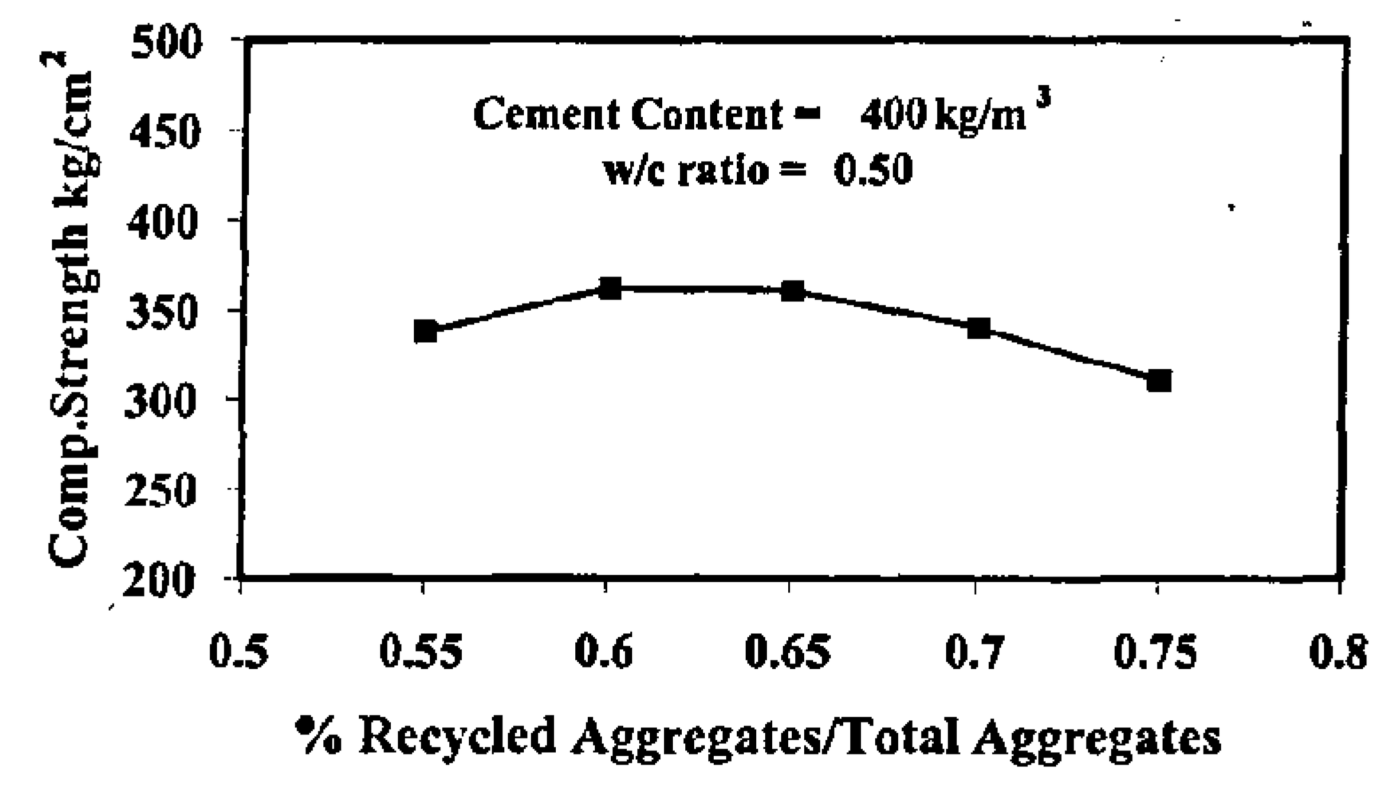


Figure (2) Coarse/fine aggregate ratio in mixture

Figure (3) Effect of cement content and w/c ratio on compressive strength

Phase III: Properties of Recycled Concrete

Mechanical Properties

Compressive Strength

Two groups of tests were conducted, the first group, **Group** , to verify the effect of the original concrete strength and type of original aggregate in concrete on the compressive strength of recycled concrete, the details of the mixtures are as shown in Table(5). The second group, **Group** was designed to illustrate the effect of the mixed recycled aggregates on the compressive strength of recycled concrete, Table(6).

Table 5- Mixtures used in Group 1 Phase III

Mixture	Type of Aggregate	Strength of Original Concrete	Other Mixture Constituents
1	Recycled gravel concrete aggregates (RGCA)	200 250	Cement Content 400 kg/m^3 w/c ratio = 0.5 C.Agg./T.Agg = 0.62 Superplasticiser to give 6-8cms slump.
2		250 300	
3		300 350	
4		350 400	
5		400 450	
6		450 500	
7	Recycled crushed stone concrete aggregates (RCSCA)	300 350	
8		400 450	
9		450 500	

Table(6) Mixtures used in Group 2 Phase III

Mixture	Type of Coarse Aggs.	Other Mixture Constituents
1	Mixed recycled gravel concrete aggregates MRGCA	Cement Content =400 kg/m^3 w/c ratio = 0.5 C.Agg./T.Agg =0.62 Superplasticiser to give 6-8cms slump.
2	Mixed recycled crushed stone concrete aggregates MRCSCA	
3	Mixed recycled Aggregates (MRA) MRGCA+MRCSCA	
4	Natural Gravel G	

Strength of the original concrete and its effect on the concrete compressive strength

The results of the first 6 mixtures of Group 1 in Phase III are as shown in Figure(4). It may be noticed from the figure that the original concrete strength from which the recycled gravel concrete aggregates (RGCA) were prepared did not greatly influence the compressive strength of the recycled concrete.

The maximum difference in strength was in the range of 11%. Therefore, mixed recycled aggregates from different original concrete strength could be used to prepare the concrete without having to make any selections of strengths.

aggregates from natural sources and ranging between 2.24 and 2.5 due to the mortar content around the aggregate.

Absorption percentage

The absorption of recycled concrete using recycled crushed stone concrete aggregates (RCSCA) is greater than that for recycled gravel concrete aggregates (RGCA) due to its original nature in addition to the presence of the mortar content from the original concrete. For aggregates obtained from concretes of original compressive strength less than 300 kg/cm^2 the absorption was significantly high. For this reason it is sometimes recommended that aggregates are pre-soaked before use.

Crushing value

It is greater for recycled aggregates than original aggregates as shown in Table(2), and for both types of recycled aggregates, RGCA or RCSCA, the fine fractions contain considerable amounts of crushed mortar particles. Also, as the original concrete strength increases the crushing value decreases, indicating the effect of the mortar around the aggregate particles.

Grading of aggregates

Coarse aggregates passing sieve no.28 mm and retained over sieve no.5 mm were found to be the most suitable for use in structural concrete. Examples of the grading curves for the recycled aggregates from different concrete strength levels were found to be as shown in Figure(1). They are plotted in the figure between the corresponding limits of the E.S.S.1109. Whenever necessary, they can be easily adjusted to fit the specification limits whereas in most cases the aggregates are used according to the available grading.

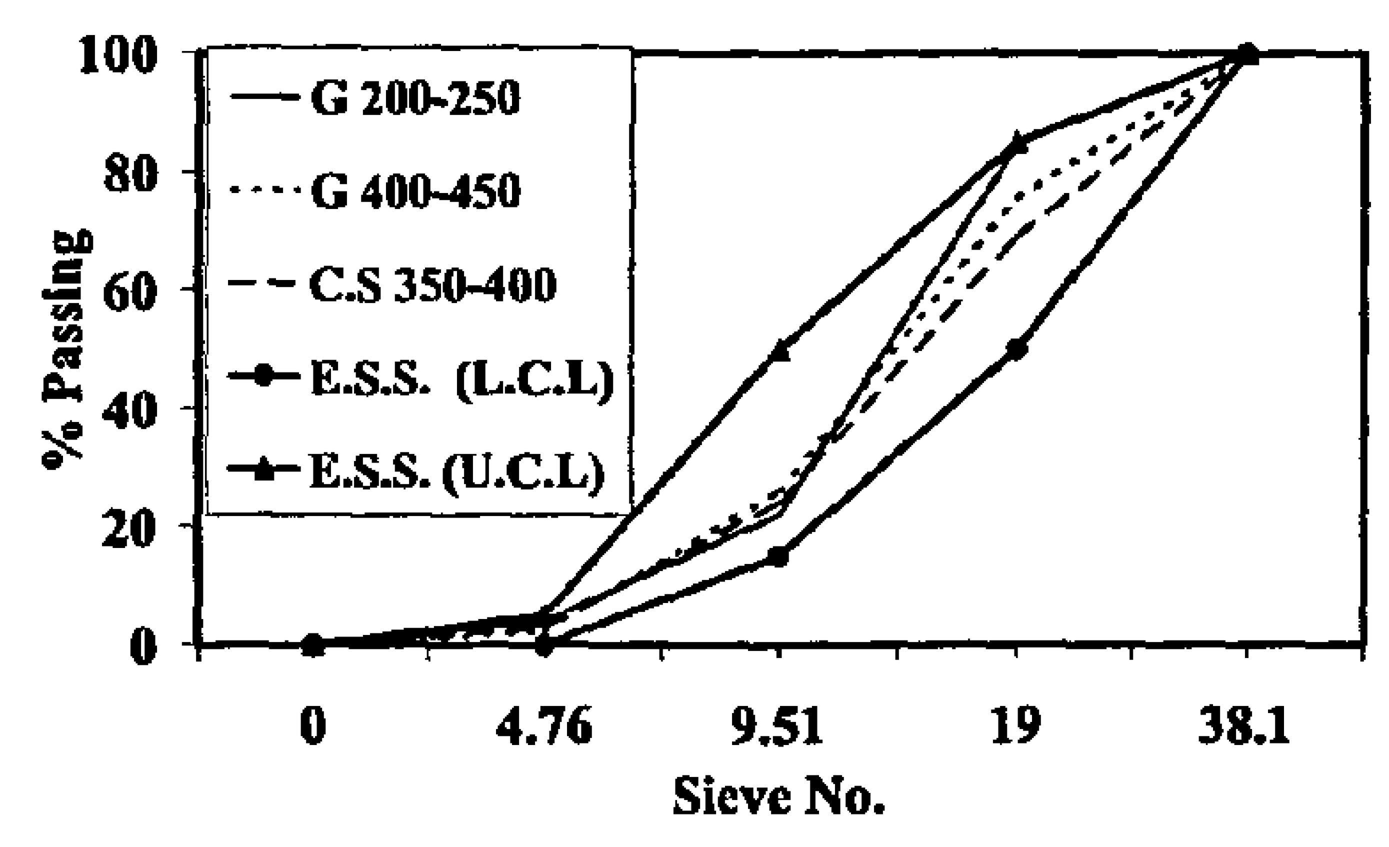


Fig. 1- Grading of coarse recycled aggregates

Grading of combined coarse and fine aggregates.

Combining the coarse recycled aggregates and the natural sand in the ratio of 0.62:0.38 respectively, resulted in a grading that meets the requirements of the E.S.S. for combined aggregates. This grading was used in the mixture without any alterations. Yet again, whenever necessary, the gradings can be easily adjusted to fit the specification limits.

Phase II - Concrete Mix Proportions

Seventeen trial mixes were cast to test the effect of recycled aggregates on the main mixture constituents, mainly, cement dosage, water cement ratio and coarse:fine aggregate ratio. Siliceous sand was used as fine aggregate whereas the slump and compressive strength were the two parameters tested for those trial mixes. Details of these mixtures are as shown in Table(4).

Table (4) Details of mixtures for Phase II

Group	Mixture	Cement Content (kg/m^3)	w/c ratio	Coarse/ Total Agg. ratio	Admixture
1	1	400	0.5	0.55	Minimum Superplast-iciser dosage to produce a slump between 6-8 cms
	2		0.5	0.60	
	3		0.5	0.65	
	4		0.5	0.70	
	5		0.5	0.75	
2	6	300	0.4	0.62	
	7		0.5		
	8		0.6		
3	9	350	0.4	0.62	
	10		0.5		
	11		0.6		
4	12	400	0.4	0.62	
	13		0.5		
	14		0.6		
5	15	450	0.4	0.62	
	16		0.5		
	17		0.6		

Effect of coarse to fine aggregate ratio in the mixture

The results of group1 of the tests, including five concrete mixtures were plotted as shown in Figure (2). A typical relation to that of ordinary concrete was observed. Increasing the coarse aggregates content in the mixture increases the compressive strength up to the ratio of 0.65 after which the strength drops. From these results a ratio of 0.62: 0.38 coarse recycled aggregate : fine aggregate was adopted throughout the next stages of this study.

the use of concrete made of recycled aggregates with mixed original strengths in structural concrete.

3- EXPERIMENTAL WORK AND DISCUSSION OF RESULTS

Plan of experimental work

A three-phase study was performed, the first phase involved the preparation of recycled aggregates. In this phase the properties of the aggregates were also derived. In the second phase of this study a concrete mixture was proposed using experimental testing. The third phase of this study was concerned with strength and durability properties of the hardened concrete. It also comprised a microstructural study of the recycled concrete. Table(1) gives the main parameters of this study.

Table(1) Parameters of the study

Phase No.	Parameters	Tests
Phase I Selection of Aggregates	• Strength of the original concrete ranging between 200-250, 250-300, 300-350, 350-400, 400-450, 450-500 • Type of original aggregate, gravel or crushed stone.	• Percentage of cement paste around the aggregate • Specific gravity • Absorption percentage • Crushing value • Grading of aggregates
Phase II Concrete Mixture Proportions	• Cement content • Water/cement ratio • Fine/Coarse aggregate ratio • Aggregate/cement ratio	• Slump test • 7-day compressive test • 28-day compressive test
Phase III Properties of Recycled Concrete.	• Mechanical properties • Durability characteristics • Microstructural behaviour.	• Compressive Strength • Tensile Strength • Modulus of Elasticity • Absorption • Permeability • Scanning Electron Microscope testing.

Phase I - Preparation of recycled aggregates

The original concrete subjected to recycling was not specifically designed for this research program, but chosen randomly from the debris of concrete samples that were tested at the laboratory. They were classified into six groups of strength intervals as shown in Table(2).

Table(2) Properties of recycled aggregates

Strength of Original Concrete	Specific Gravity		Crushing Value %		Absorption %	
	RGCA	RCSCA	RGCA	RCSCA	RGCA	RCSCA
200-250	2.41	2.34	27.7	29.6	4.50	6.50
250-300	2.38	2.25	24.5	26.5	3.40	4.80
300-350	2.50	2.42	29.3	24.3	2.90	3.40
350-400	2.48	2.49	16.5	22.2	2.98	3.80
400-450	2.51	2.41	15.2	21.3	2.46	3.54
450-500	2.50	2.38	14.5	21.3	2.60	3.70

Note RGCA:Recycled gravel concrete aggregates
RCSCA: Recycled crushed stone concrete aggregates

The aggregates were prepared by crushing concrete cubes between the jaws of the testing machine, giving angular shaped aggregates. The aggregates were then screened, and aggregates passing through sieve 28mm and retained over sieve 5mm were used.

Percentage of cement paste around the aggregate

A test was performed to determine the percentage of cement paste by weight included in each size for the aggregates used in this study. Concentrated hydrochloric acid was used to detach the cement paste from the aggregates and the results are given in Table(3).

Table (3) Percentage of cement paste retained on aggregates by weight

Sieve Size (mm)	Percentage of cement paste by weight
20	25
10	34
5	62

The total percentage of cement retained on the aggregates is approximately 40% by weight while the percentage retained on the aggregates below 5mm exceeds 85%, thus fine recycled aggregates are not recommended for use due to their adverse effect on the workability of the concrete.

Strength of the original concrete and its effect on the quality of the aggregates

The properties of the prepared recycled aggregates were tested and the results are given in Table(2).

Specific gravity

The specific gravity of recycled aggregates was found to be less than that of the original

RECYCLED CONCRETE AGGREGATES IN STRUCTURAL CONCRETE

By
Fatma A.Shaker*

ABSTRACT

Lately, attention has been drawn to environmental aspects that necessitate the disposal of the different waste products in a useful and safe manner. In Egypt, waste concrete causes disposal problems due to its increasing quantities and elevated trucking costs. Ready mixed concrete batch plants may also have similar disposal problems. At certain production plants, waste concrete is currently recycled and used in pavements, bricks and other non-structural purposes.

In this study, recycled concrete aggregates are used to produce structural concrete with compressive strength above 250 kg/cm^2. A three phase study is presented in which the effect of original concrete strength, varying between 200-500 kg/cm^2, original concrete aggregate type, either gravel or crushed stone, on recycled concrete, is studied. The properties of recycled aggregates are discussed. Mixture proportions based on experimental testing of recycled concrete are proposed and its mechanical and durability properties are disputed. A microstructural investigation is also performed from which a compatible concrete behaviour to the one described by mechanical testing is revealed.

1- INTRODUCTION

Recycled concrete has drawn the attention of researchers worldwide for economical and environmental reasons. The lack of natural aggregate resources has caused them to study the efficiency of using recycled aggregates in concrete. (1), (2), & (3).

In Egypt, waste concrete is currently recycled and used in pavements, bricks and other non-structural purposes. Yet, the availability of natural aggregate resources with low costs renders the use of recycled aggregates in concrete on a commercial scale unprofitable in most cases. Nevertheless, in certain cases where there are large amounts of concrete debris it could be worthwhile to make use of it through recycling. In other less huge plants where trucking may be expensive, recycling may be a convenient solution. Finally, recycling could be used in ready mixed concrete plants, where use may be made of the inaccurate mixes thus producing reliable recycled concrete.

In this study, original concrete with variable strengths, between 200 and 500 kg/cm^2 was used to produce the recycled aggregates. The properties of the aggregates were studied and a concrete mix design was proposed to produce structural concrete. Tests were made to examine the mechanical properties and durability of such concrete.

2- RESEARCH SIGNIFICANCE

Previous studies indicated that concrete made with recycled aggregates administered variable compressive strength which in many cases is equal to or lower than that of the original concrete from which the used aggregates were recycled (4),(5), &(6). It was also indicated that the chemical admixtures that may be present in original concrete do not have any effect on the recycled aggregates produced from this concrete or on the concrete made of these recycled aggregates (7). Most studies were based on using recycled aggregates from original concrete with previously fixed designed strengths. In this research it is meant to illustrate that recycled aggregates from local sources can be used in structural concrete, regardless of the concrete grade from which they were recycled, giving acceptable results whether the original concrete is made of gravel or crushed stone aggregates. Further tests were made to verify

*Lecturer, Faculty of Engineering, Ain Shams University.

CONTENTS

ARABIC SECTION

ENGLISH SECTION

JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS

28 Ramsis St. Cairo ARE Tel: 5740488

VOL. 39 ISSUE No. 3 - 2000 ISSN 1110 - 1253

INSTRUCTIONS FOR AUTHORS OF ARTICLES

* Issued quarterly - Contributors are invited to submit material for editorial consideration addressed to the Editor.

* The Journal publishes articles contributing to the advancement of engineering science and applications.

* Scientific articles may be typewritten in Arabic or English and should start with abstracts in both languages.

* Authors' names should be given in full, in both languages, together with their academic titles and professional occupations

* The Journal does not hold itself responsible for the opinions or the contents expressed by the authors.

* Articles may not exceed 8 pages. In this respect, mathematical derivations may be abbreviated and tables replaced by curves.

* Curves to be drawn on tracing paper, and to occupy half a page at most. Exceptionally, full page curves or plates are admitted. Curves presented will be scaled down to these sizes. Figures and lettering on curves should not be less than 3 mm even after scaling down.

* References to be given at the end of each article and classified alphabetically according to author's name followed by the name of the journal or book and the date of issue.

YEARLY SUBSCRIPTION

Inland:

Engineers	20 L. E.
Non - Engineers	50 L. E.
Organizations	500 L. E.

Abroad

Individuals	75 US $
Organizations	500 US $

مجلة جمعية المهندسين المصرية

٢٨ شارع رمسيس – القاهرة ج . م . ع . – ت : ٥٧٤٠٤٨٨

المجلد التاسع والثلاثون – العدد الرابع ٢٠٠٠ ردمد ١١١٠ – ١٢٥٣

- تصدر المجلة ربع سنوية.
- ترسل النصوص المطلوب موافقة هيئة التحرير على نشرها باسم السيد رئيس التحرير.
- تنشر المجلة المقالات التى تسهم فى رفع مستوى العلوم الهندسية وطرق ممارستها.
- تقبل للنشر المقالات والبحوث العلمية بعد تحكيمها بإحدى اللغتين العربية أو الإنجليزية، وتبدأ بخلاصة ABSTRACT بكل من اللغتين.
- المجلة غير مسئولة عن الآراء والمحتويات التى تنشر وهى تعبر عن كاتبها فقط.
- تذكر أسماء أصحاب المقالات كاملة باللغتين ومعهما ألقابهم العلمية ووظائفهم.
- يراعى ألا تتجاوز المقالة ٨ صفحات بالمجلة، وفى سبيل ذلك يختصر الاشتقاق الرياضى، ويستعاض عن الجداول بمنحنيات مرسومة بالحبر الشينى الأسود، على أن يشغل المنحنى نصف صفحة على الأكثر، ولا يشغل صفحة كاملة إلا فى حالات استثنائية، وسيصغر أى منحنى إلى تلك المقاسات.
- ويراعى ألا يقل ارتفاع الحروف أو الأرقام على المنحنيات المنشورة عن ٣ مم بعد التصغير.
- يعنى بذكر المراجع المستقى منها المقال، وتصنف تبعا لإسم المؤلف ، ثم العنوان ، ثم المجلة أو الكتاب وتاريخه.

<u>اشتراكات المجلة:</u>

- داخل البلاد :

الاشتراك السنوى للمهندسين	٢٠ جنيها
الاشتراك السنوى لغير المهندسين	٥٠ جنيها
الاشتراك السنوى للهيئات	٥٠٠ جنيها

- بالخارج :

للأفراد ٧٥ دولار أمريكى سنويا.

وللهيئات ٥٠٠ دولار أمريكى سنويا.

وذلك عن الأربع أعداد السنوية ويعامل الواحد بواقع الربع من هذه القيمة.

وتعطى أولوية النشر بالمجلة للسادة الزملاء أعضاء جمعية المهندسين المصرية.

محتويات العـــــــــــدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

حالة دراسية لتدعيم مبنى تم إنشاؤه على تربة غير متجانسة باستخدام أساسات شريطية

د. نبيل عبد البديع يحيى* ، د. محمد عبدالله الخولى**

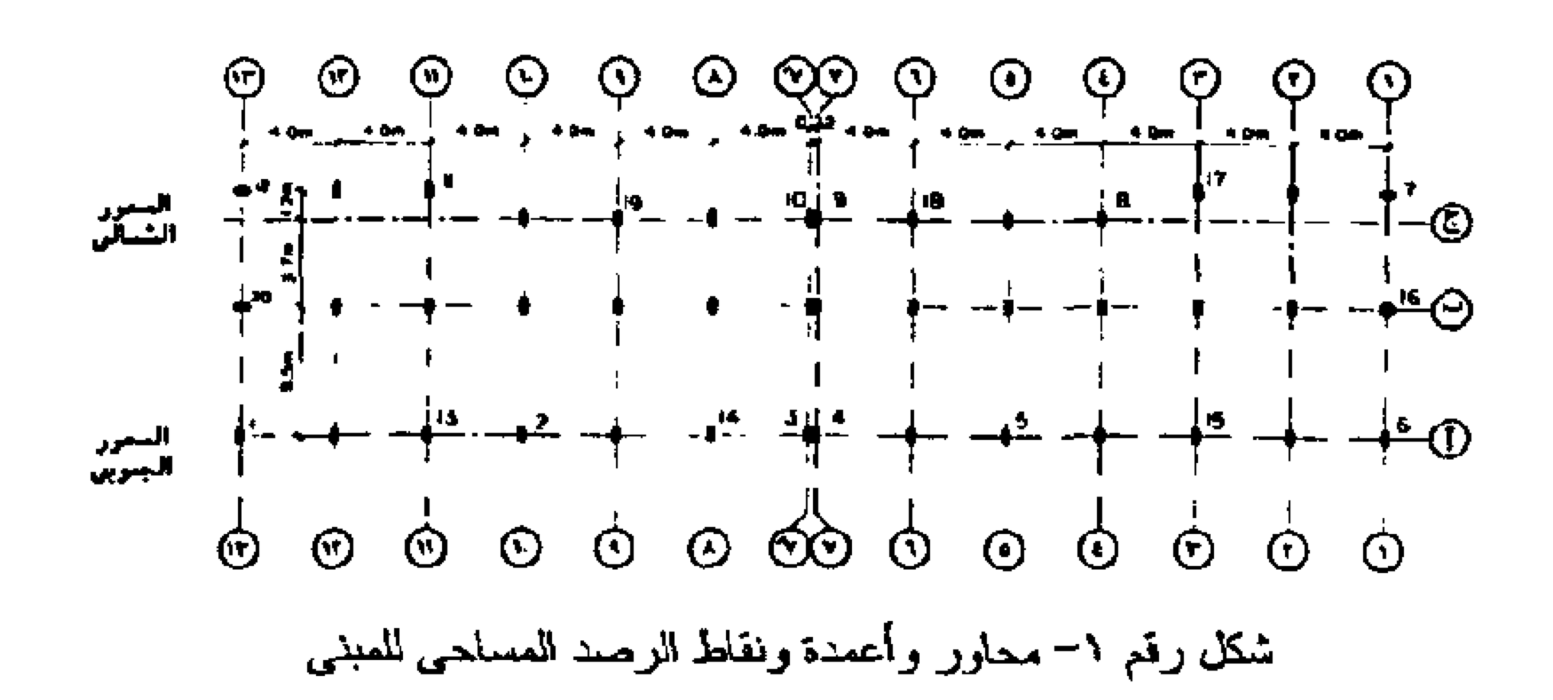
ملخص البحث

يتعرض هذا البحث لحالة دراسية تمت بغرض تدعيم أساسات مبنى هيكلى من الخرسانة المسلحة يتكون من دور أرضى وثلاثة أدوار متكررة به فاصل تمدد بأوسطه. وقد أثبتت دراسة طبيعة التربة الأولية (قبل إنشاء المبنى)، أن التربة بموقع المبنى متجانسة نسبيا وبالتالى فقد تم تأسيسه باستخدام أساسات سطحية من نوع القواعد الشريطية ذات الأعصاب الجاسئة فى الاتجاهين ترتكز على فرشة من الخرسانة العادية تعلو تربة إحلال من الزلط النظيف المتدرج بسمك ١,٢٥ متر. إلا أنه بعد إنشاء المبنى بدأت ظهور شواهد تدل على وجود حركة نسبية بالمبنى عند فاصل التمدد. بناء على ذلك، فقد تم إجراء دراسة تفصيلية لطبيعة التربة بالموقع باستخدام عدد من الجسات يفوق بكثير العدد الذى يوصى به الكود المصرى لميكانيكا التربة وتصميم وتنفيذ الأساسات لمثل هذا المبنى. وقد أوضحت هذه الدراسة التفصيلية وجود عدم تجانس واضح بطبيعة التربة بالموقع مما تسبب فى حدوث الحركة النسبية الملحوظة بالمبنى.

ويشتمل البحث على دراسة طبيعية التربة بالموقع والأسباب التى أدت الى حدوث حركة المبنى. كذلك يشمل البحث على دراسة تصرف المبنى والتى تمت عن طريق إجراء معاينات ظاهرية دورية للمبنى وإجراء رصد مساحى لحركة المبنى على مدار حوالى عامين وربع العام. كما يشمل هذا البحث وصفا لطريقة تدعيم المبنى والتى أثبتت نجاحها فى تحقيق استقرار المبنى. وأخيرا يحتوى البحث على الخلاصة والتوصيات المقترحة فى الحالات الشبيهة للحالة موضوع الدراسة.

١ - مقدمة

المبنى موضوع الدراسة هو مبنى هيكلى من الخرسانة المسلحة، يتكون من دور أرضى وثلاثة أدوار متكررة. ويبلغ عرض المبنى حوالى ١٠,٤٠ مترا وطوله حوالى ٤٨,٠ متر وبه فاصل تمدد بكامل ارتفاع المبنى عند منتصف طول مسقطه الأفقى ولا يمتد هذا الفاصل الى الأساسات. والشكل رقم (١) يوضح محاور وأعمدة المبنى موضوع الدراسة.



شكل رقم ١- محاور وأعمدة ونقاط الرصد المساحى للمبنى

والمبنى موضوع الدراسة كان مقررا تنفيذه مكان مبنى قديم تقرر إزالته. وقد تم دراسة طبيعة التربة بالموقع قبل إزالة المبنى القديم عن طريق تنفيذ ثلاثة جسات بجوار

* أستاذ المنشآت الخرسانية، قسم الهندسة الإنشائية، كلية الهندسة، جامعة القاهرة.
** مدرس ميكانيكا التربة وهندسة الأساسات، قسم الأشغال العامة، كلية الهنسة، جامعة القاهرة.

المبنى القديم قبل إزالته فى يوليو ١٩٩٦وهى الجسات (١) إلى (٣) الموضحة بالشكل رقم (٢). وقد أوضحت هذه الجسات أن التربة بالموقع متجانسة نسبيا، وتتكون من طبقة سطحية من طين طميى متوسط التماسك بسمك حوالى ٢,٥٠ متر يتبعها طبقة من رمل طميى تمتد حتى عمق يتراوح بين ٥,٠ متر الى ٥,٥٠ متر يتبعها طبقة من طين طميى متوسط التماسك الى متماسك تمتد حتى عمق يتراوح بين ٨,٢٥ متر الى ٨,٥٠ متر يتبعها طبقات من رمل مختلف التدرج به نسب مختلفة من الطمى تمتد حتى نهاية عمق حفر الجسات (٢٠,٠ مترا أسفل الأرض الطبيعية). وقد تم التوصية بإنشاء المبنى الجديد باستخدام أساسات سطحية من نوع القواعد الشريطية ذات الأعصاب الجاسئة فى الاتجاهين والتى ترتكز على لبشة من الخرسانة العادية تعلو تربة إحلال من الزلط النظيف المتدرج بسمك ١,٢٥ متر بحيث يكون منسوب التأسيس فوق ظهر تربة الإحلال هو ١,٢٥ مترا أسفل سطح الأرض الطبيعية وجهد التأسيس الصافى الذى تم التوصية به هو ٠,٧٠ كجم/سم^{2}.

وعند إنشاء المبنى الجديد تراءى للجهة المالكة تحريك المبنى بمقدار ٨,٠ متر فى اتجاه طول المبنى جهة الغرب وبمقدار حوالى ٨,٠ متر فى اتجاه عرض المبنى جهة الجنوب. ويلاحظ أن تغيير موقع المبنى فى الاتجاهين بالمسافات المذكورة سابقا يمكن قبولها فى أغلب الحالات دون إجراء جسات إضافية أخذا فى الاعتبار عدم ملاحظة وجود عدم تجانس بالموقع فى الجسات الثلاث المنفذة بجوار المبنى المزال فضلا عن أن اثنتان من الجسات المنفذة بجوار المبنى المزال تقع أسفل موقع المبنى الجديد.

إلا أنه بعد إتمام إنشاء المبنى فى أواخر ١٩٩٧، تلاحظ حدوث حركة نسبية بالمبنى عند فاصل التمدد. وعليه، فقد تم إجراء دراسة تفصيلية لطبيعة التربة بالموقع عند طريق إجراء ثلاثة عشرة جسة إضافية بالموقع حول المبنى الجديد. وقد أثبتت هذه الدراسة التفصيلية وجود عدم تجانس كبير بطبيعة التربة بالموقع مما أدى إلى الحركة المذكورة عاليه. حيث ظهر تغير مفاجئ فى طبيعة التربة بغرب المبنى عنها بشرق المبنى بالإضافة الى وجود اختلاف فى طبيعة التربة بجنوب المبنى عنها بشمال المبنى. وبالرغم من حدوث حركة نسبية ملحوظة بالمبنى عند الفاصل الانشائى، فقد تلاحظ أن الحالة الإنشائية للمبنى تعتبر جيدة. لذا فقد تقرر إجراء تجربة تحميل للمبنى بأحمال تكافئ الأحمال الحية المتوقعة للمبنى وذلك لدراسة تصرف المبنى عند تشغيله بكامل طاقته ولزيادة وضوح الصورة الكلية اللازمة للوصول إلى التوصيات المناسبة لإصلاح وتدعيم المبنى مع دراسة إمكانية تشغيل المبنى دون إزالة أى من أدواره. وعند إجراء هذا التحميل ظهرت بعد الشروخ بعناصر الهيكل الخرسانى للمبنى، مما تقرر معه رفع أحمال تجربة التحميل والكشف على الأساسات حيث ظهر وجود شروخ نافذة بالأساسات الشريطية للمبنى بالباكيات المجاورة لفاصل التمدد. وعليه فقد تقرر ضرورة تخفيف أحمال المبنى عن طريق إزالة الردم فوق الأساسات بصفة مبدئية مع مراقبة المبنى مساحيا بصفة مستمرة. وحيث أنه تلاحظ حدوث اسقرار نسبى للمبنى بعد تخفيف هذه الأحمال، فقد تم اقتراح تنفيذ تدعيم لأساسات المبنى ثم تم إجراء تجربة تحميل ثانية للمبنى للتأكد من استقراره بعد تنفيذ التدعيم المقترح.

وسيتم التعرض فى البنود التالية لجميع الأنشطة المذكورة عاليه والتى أتبعت لإتمام الدراسة الخاصة بالبحث و التى تمت على مدار حوالى عامين و ربع العام وكذلك دراسة تصرف المبنى خلال هذه الفترة. و يمكن تقسيم مراحل هذه الدارسة إلى المراحل التالية:

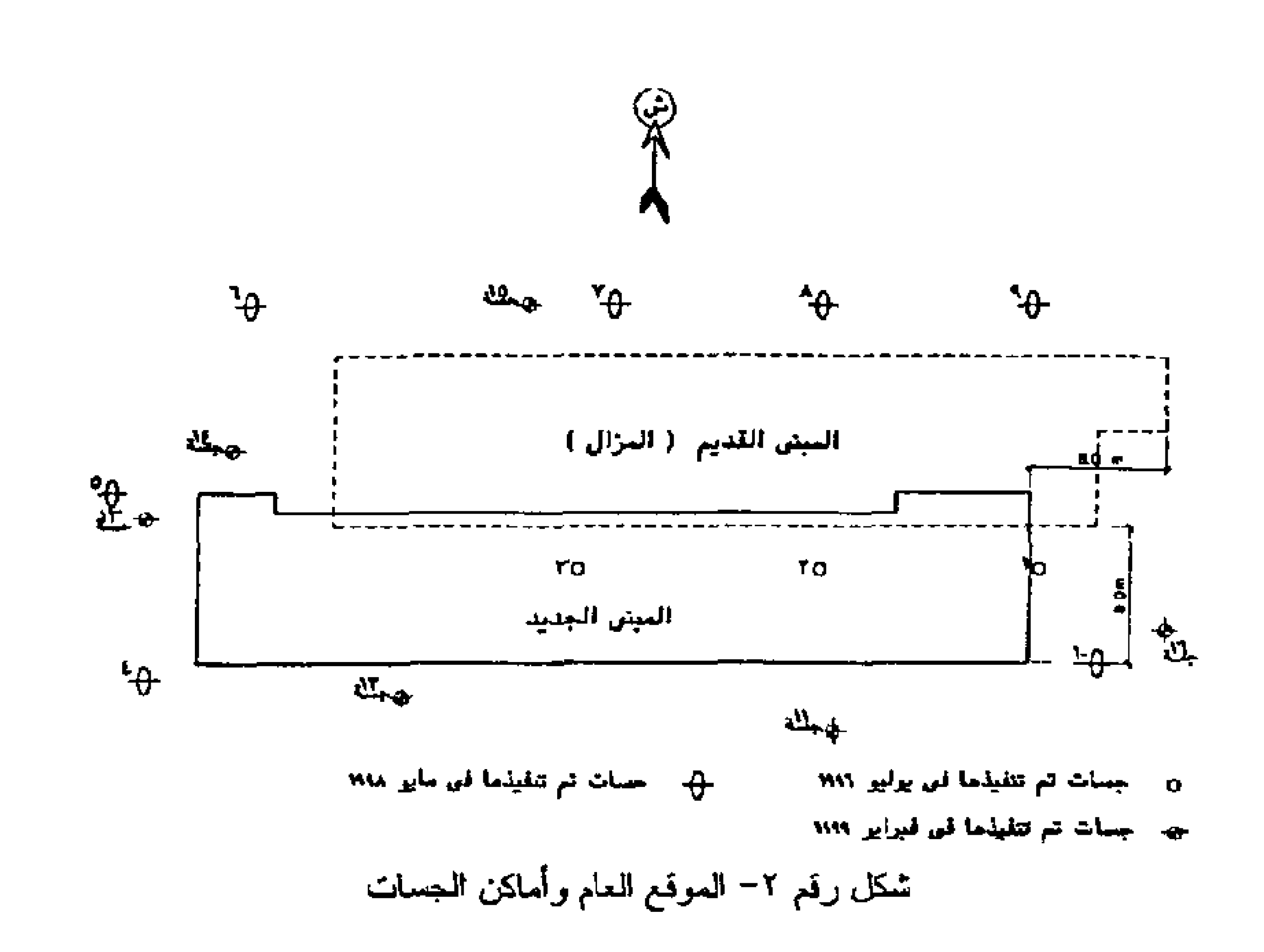
المرحلة الأولى : المعاينة والفحص الأولى.

المرحلة الثانية : إجراء تجربة التحميل الأولى.

المرحلة الثالثة : الكشف على الأساسات

المرحلة الرابعة: ما بعد الكشف على الأساسات وقبل تنفيذ تدعيم أساسات المبنى.

المرحلة الخامسة: تنفيذ أعمال تدعيم أساسات المبنى.
المرحلة السادسة: إجراء تجربة التحميل الثانية بعد تنفيذ أعمال تدعيم أساسات المبنى.

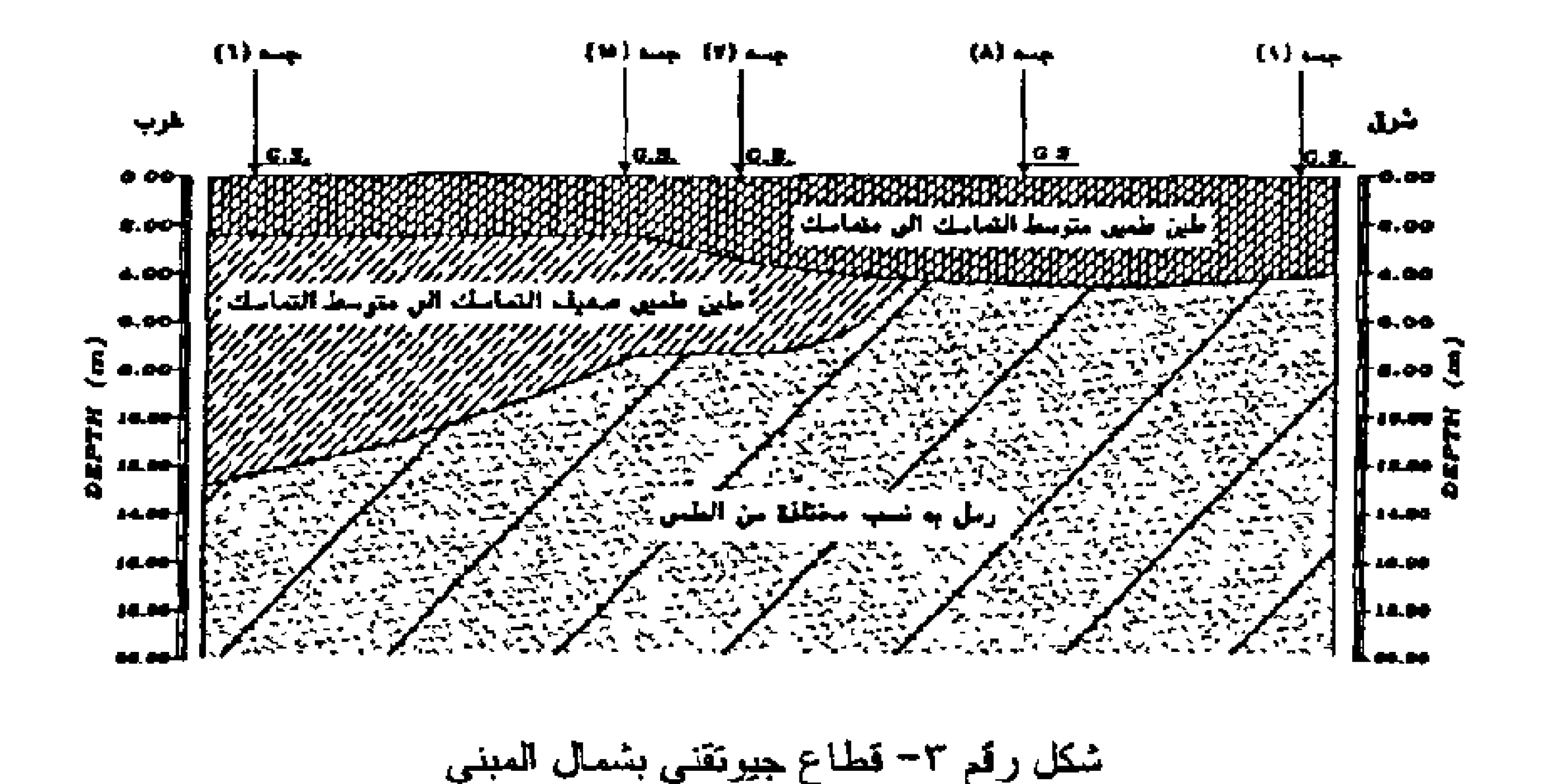


شكل رقم ٢- الموقع العام وأماكن الجسات

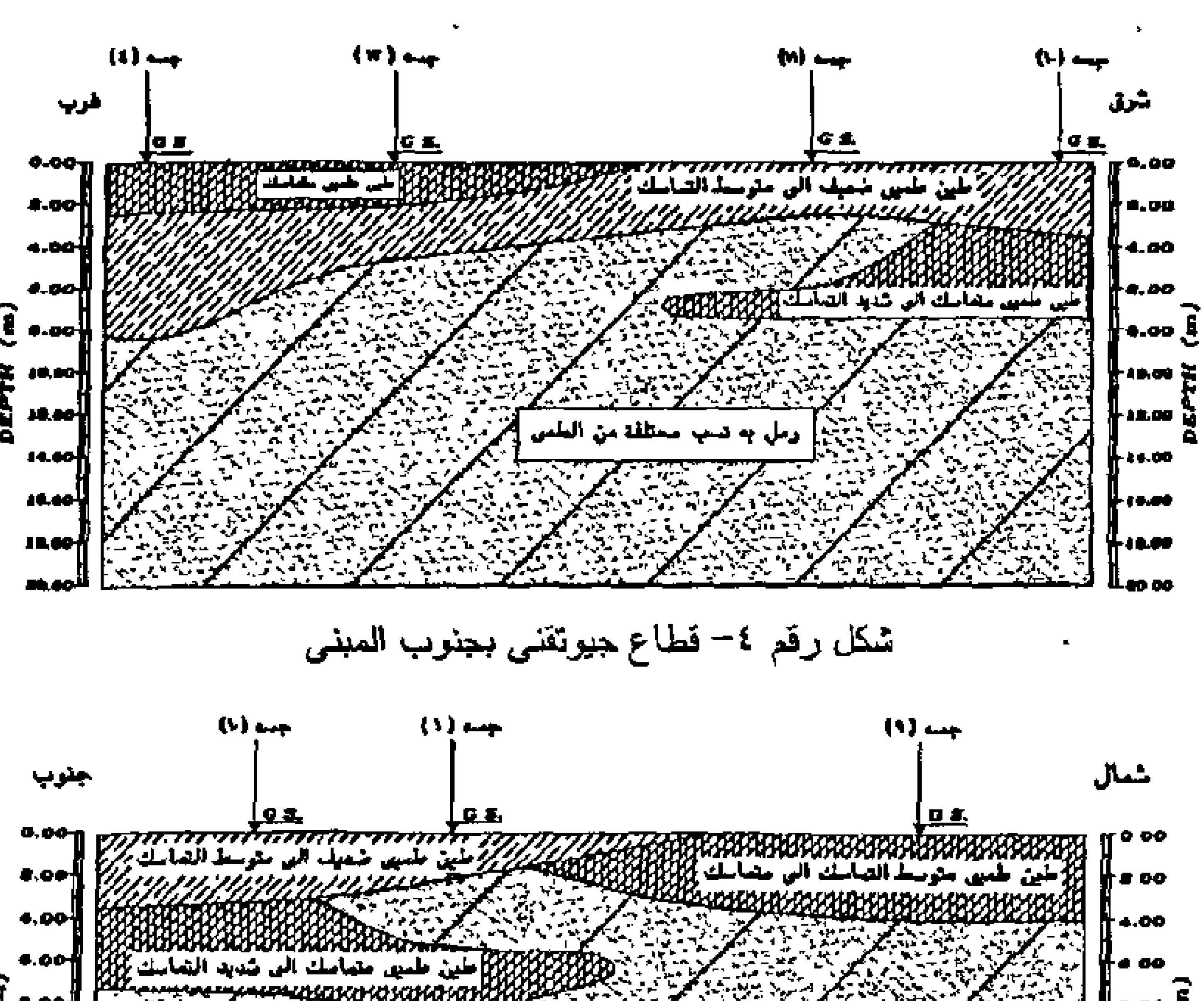
٢- طبيعة التربة بالموقع

كما هو مذكور عاليه، فقد تم إجراء ثلاثة عشرة جسة إضافية حول موقع المبنى الجديد (بعد ترحيله) وهى الجسات (٤) إلى
(١٦) الموضحة بالشكل رقم (٢) لدراسة سبب أتساع فاصل التمدد. وقد تم تنفيذ هذه الجسات فى مايو ١٩٩٨ وفبراير ١٩٩٩. وقد أوضحت هذه الجسات المكثفة عدم التجانس الكبير الموجود بالموقع حيث أتضح أن التربة بغرب موقع المبنى تختلف إلى حد كبير عنها بشرق موقع المبنى وكذلك فإن التربة بشمال موقع المبنى تختلف عنها بجنوب موقع المبنى. وتبين القطاعات الطولية الجيوتقنية الموضحة بالأشكال (٣) إلى (٦) عدم التجانس الكبير بطبيعة التربة بالموقع.

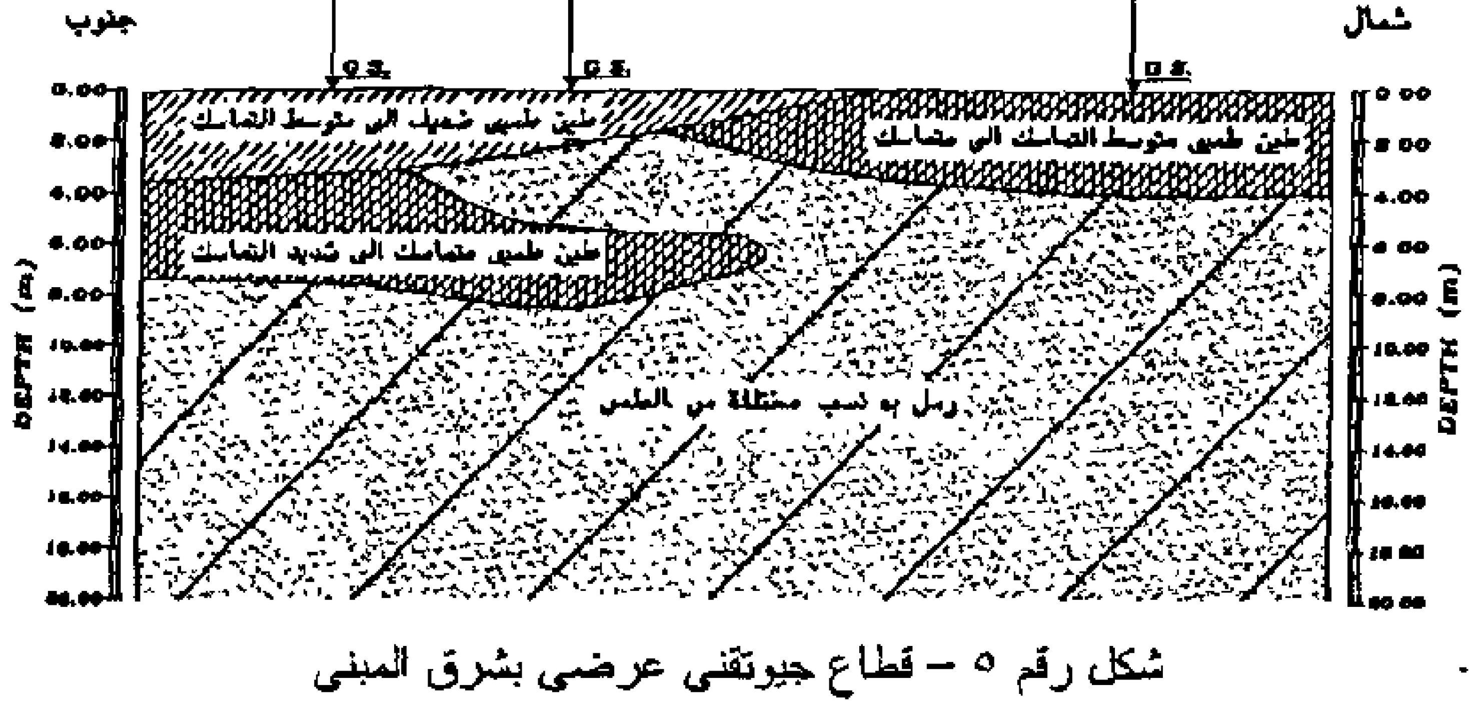
وبصفة عامة، وطبقا للقطاع الموضح بالشكل رقم (٣)، فإن التربة بشمال الموقع تتكون من طبقة سطحية من طين طميى متوسط التماسك إلى متماسك. وسمك هذه الطبقة بشرق الموقع هو حوالى ٤,٠متر ويقل سمك هذه الطبقة بغرب الموقع ليصل إلى حوالى ٢,٠ متر أسفل سطح الأرض الطبيعية. ويظهر أسفل هذه الطبقة السطحية بشرق الموقع طبقات تربة رملية ممتدة حتى نهاية الجسات. بينما يظهر أسفل طبقة التربة الطينية السطحية بغرب الموقع طبقة من طين طميى ضعيف التماسك إلى متوسط التماسك. وسمك هذه الطبقة الطينية الضعيفة يصل إلى عمق حوالى ٧,٠ متر عند منتصف المبنى تقريبا ويزيد تدريجيا فى اتجاه الغرب ليصل إلى عمق حوالى ١٢,٥٠ مترا أسفل سطح الأرض الطبيعية. كذلك فقد تبين أن ترسيبات التربة بجنوب الموقع تختلف عنها بشمال الموقع. وبصفة عامة، فإن الشكل رقم (٤) يبين أن التربة بجنوب الموقع تتكون من طبقة سطحية من طين طميى ضعيف التماسك إلى متوسط التماسك. وسمك هذه الطبقة بشرق الموقع هو حوالى ٣,٥ متر فى حين يقل سمك هذه الطبقة ليكون حوالى ٢,٥ متر عند منتصف الجزء الشرقى من المبنى تقريبا ثم يزداد سمك هذه الطبقة فى اتجاه الغرب ليصل إلى عمق حوالى ٨,٥٠ متر أسفل سطح الأرض الطبيعية عند أقصى غرب الموقع. ويتبع طبقة الطين السطحية هذه بشرق الموقع طبقة من طين طميى متماسك إلى شديد التماسك إلا أن تلك الطبقة لا تمتد بكامل طول المبنى حيث تنتهى عند منتصف الجزء الشرقى من المبنى تقريبا. ويتبع الطبقات المذكورة طبقات من تربة رملية بها نسب متفاوتة من الطمى تمتد حتى نهاية الجسات. ويبين الشكل رقم (٥) قطاع جيوتقنى عرضى بشرق المبنى بينما يبين الشكل رقم (٦) قطاع جيوتقنى عرضى بغرب المبنى. ويتضح أيضا من هذه الأشكال اختلاف طبيعة التربة وأسماكها بشرق الموقع عنه بغرب الموقع.



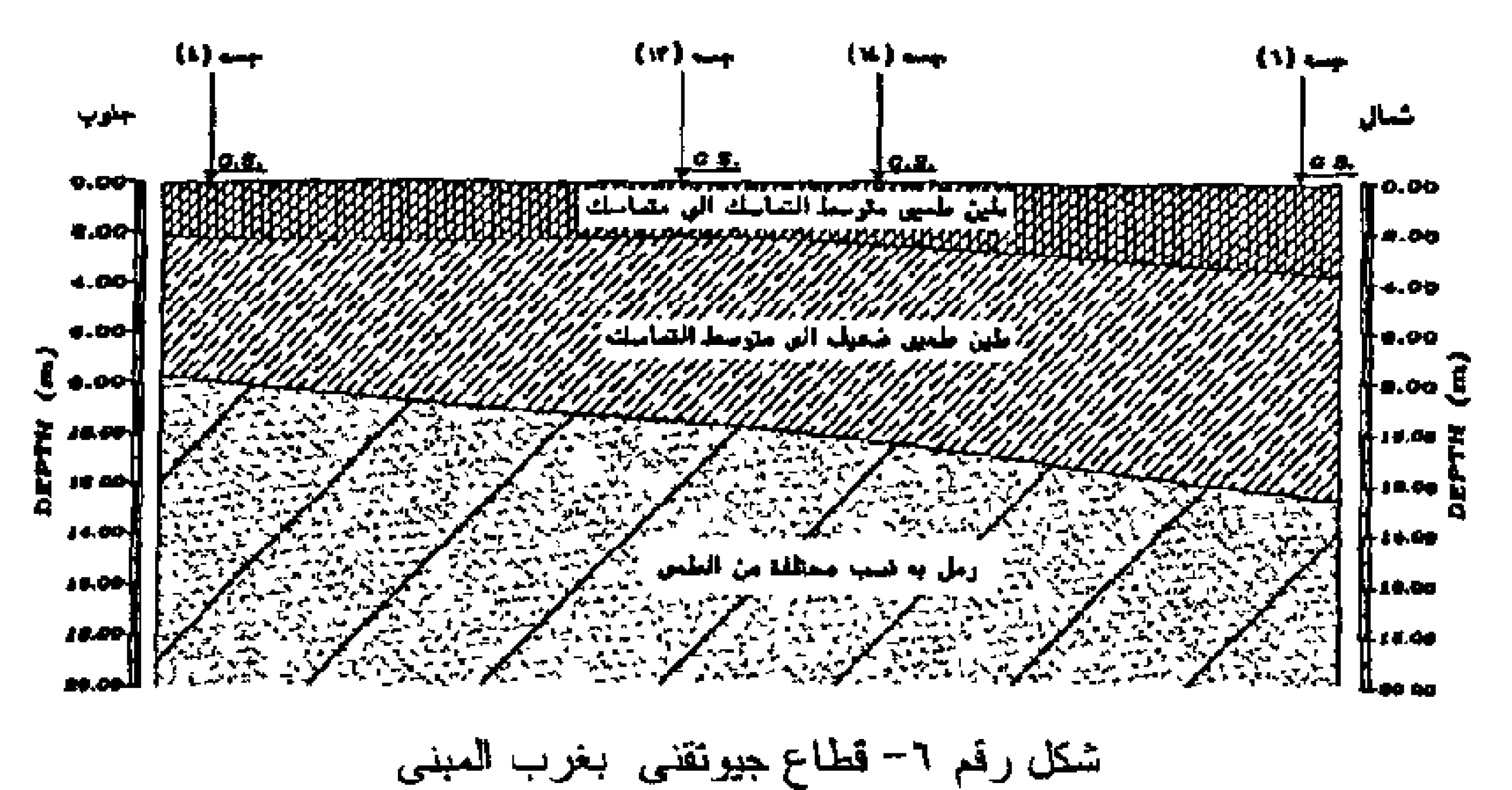
شكل رقم ٣- قطاع جيوتقنى بشمال المبنى



شكل رقم ٤- قطاع جيوتقني بجنوب المبنى



شكل رقم ٥ – قطاع جيوتقني عرضى بشرق المبنى

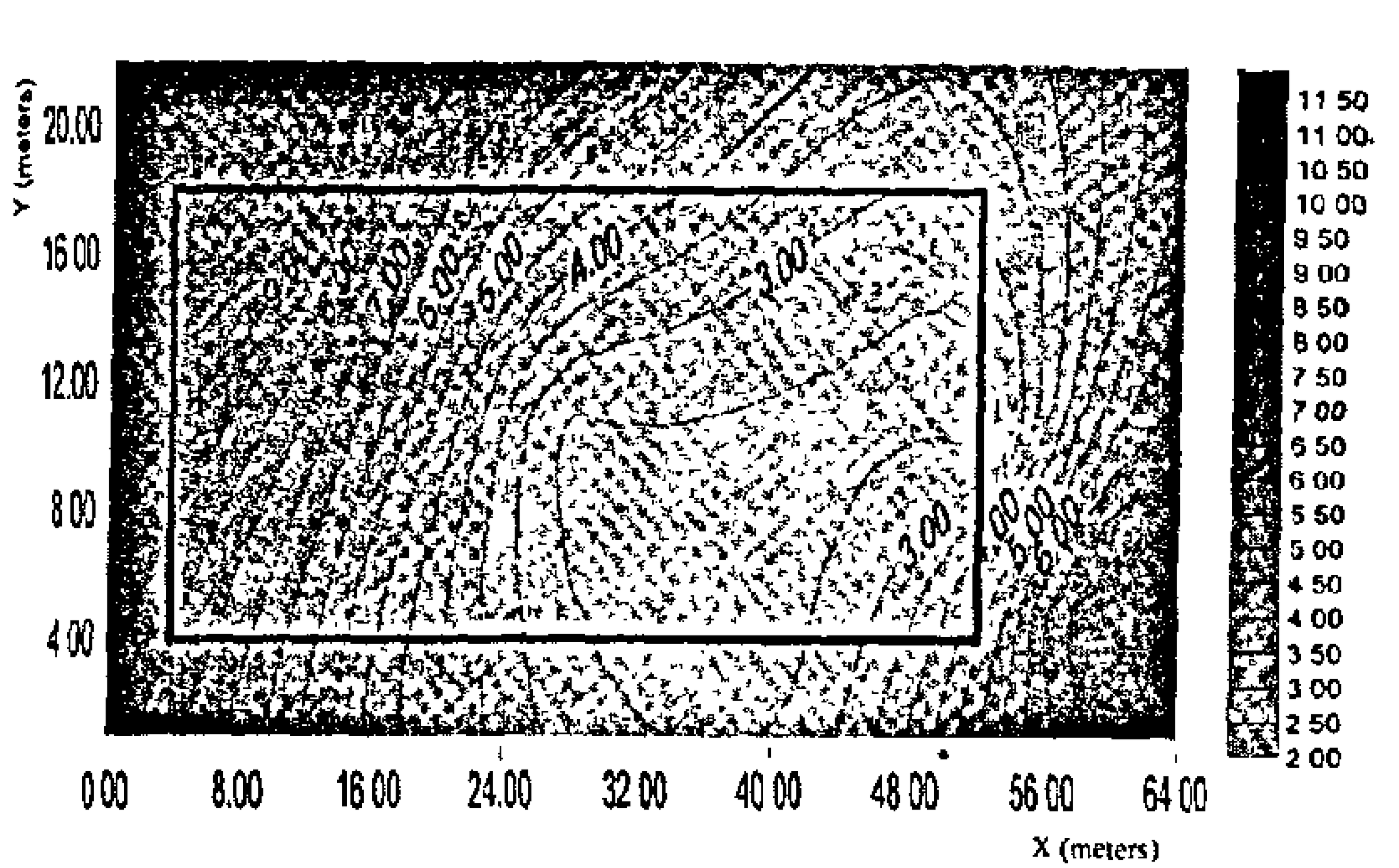


شكل رقم ٦- قطاع جيوتقني بغرب المبنى

يتضح مما سبق أن إقامة المبنى تمت على طبقات تربة تختلف الى حد كبير فى تكوينها وأسماكها وبالتالى مقاومتها للقص وقابليتها للإنضغاط. وبصفة عامة، فإنه يمكن استخلاص مايلى :

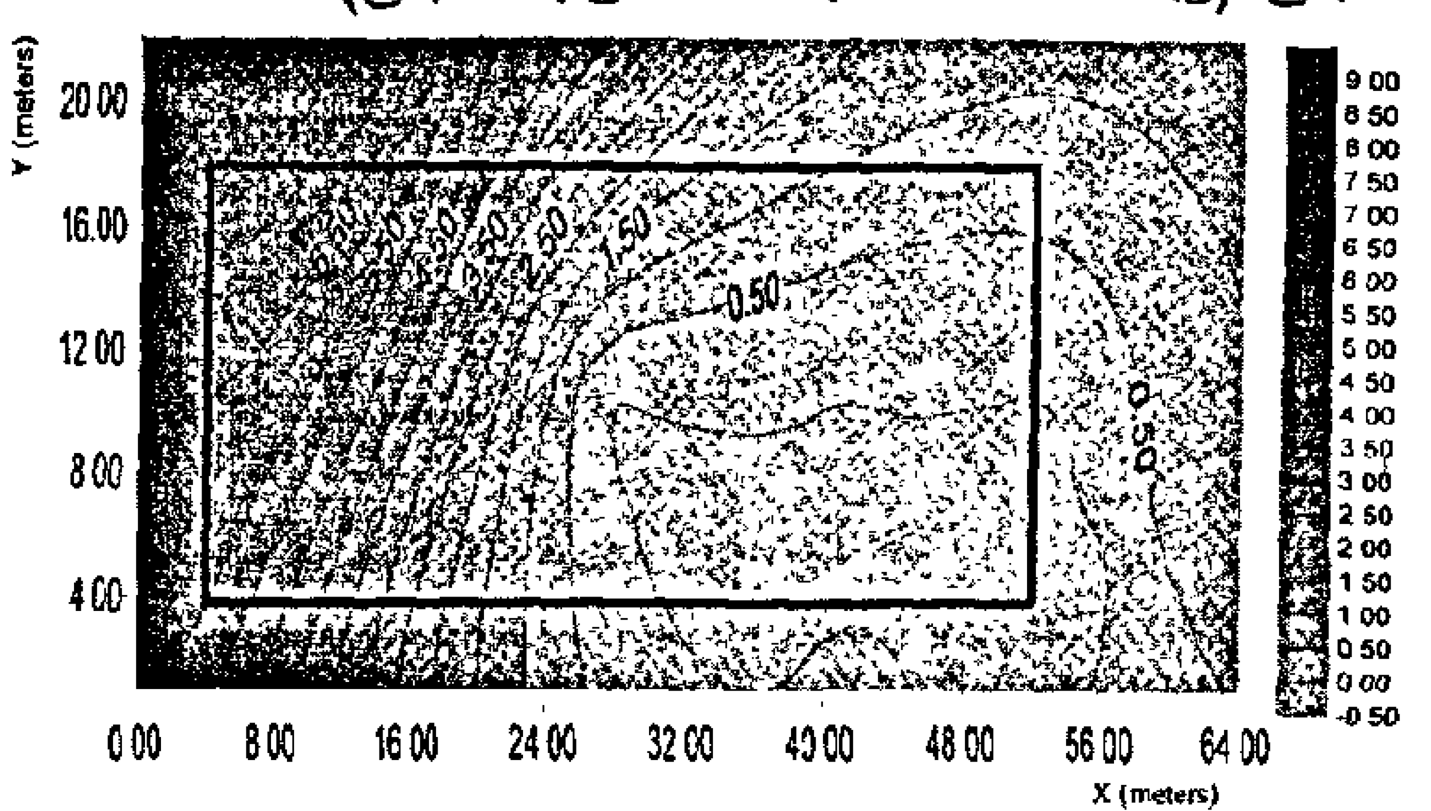
١- سمك طبقات التربة الطينية السطحية يختلف إلى حد كبير بالموقع. والشكل رقم (٧) يبين رسم كونتورى تقريبى لعمق نهاية طبقات التربة الطينية السطحية وبداية ظهور طبقات التربة الرملية بموقع المبنى ويتضح من هذا الشكل الاختلاف الواضح فى سمك طبقات التربة الطينية السطحية بالموقع.

٢- قوام طبقات التربة الطينية يختلف إلى حد كبير بالموقع. وبصفة عامة فإن التربة الطينية أسفل تربة الإحلال المنفذة للمبنى هى بشـرق المـوقع أكثر تماسـكا عنها



شكل رقم ٧- التوزيع الكنتورى التقريبى لعمق نهاية طبقات التربة الطينية السطحية

بغرب الموقع. والشكل رقم (٨) يبين رسم كنتورى تقريبى لسمك طبقات التربة الطينية ضعيفة التماسك إلى متوسط التماسك (والتى لها قابلية عالية للانضغاط) الموجودة أسفل تربة الإحلال المنفذة بالموقع. ويتضح من هذا الشكل الزيادة الكبيرة فى سمك طبقات التربة الطينية ضعيفة التماسك إلى متوسطة التماسك بغرب المبنى (وبصفة خاصة بشمال غرب المبنى).



شكل رقم ٨- التوزيع الكنتورى التقريبى لسمك طبقات التربة الطينية ضعيفة التماسك إلى متوسط التماسك

٣- حيث أن طبقات التربة الطينية العلوية ضعيفة إلى متوسطة التماسك، والتى يزيد سمكها بغرب الموقع (خاصة بشمال غرب الموقع) عنها فى شرق الموقع، لها قابلية عالية للإنضغاط تحت تأثير الأحمال الواقعة عليها، فإنه من الطبيعى أن يحدث انضغاط كبير لهذه الطبقات الطينية ذات السمك الكبير نسبيا جهة الشمال الغربى.

٤- باعتبار ما سبق، فإن عدم التجانس الواضح فى تكوينات التربة بالموقع بالإضافة إلى ترحيل المبنى جهة الغرب ساهم فى زيادة فروق الهبوط الحادثة بالمبنى.

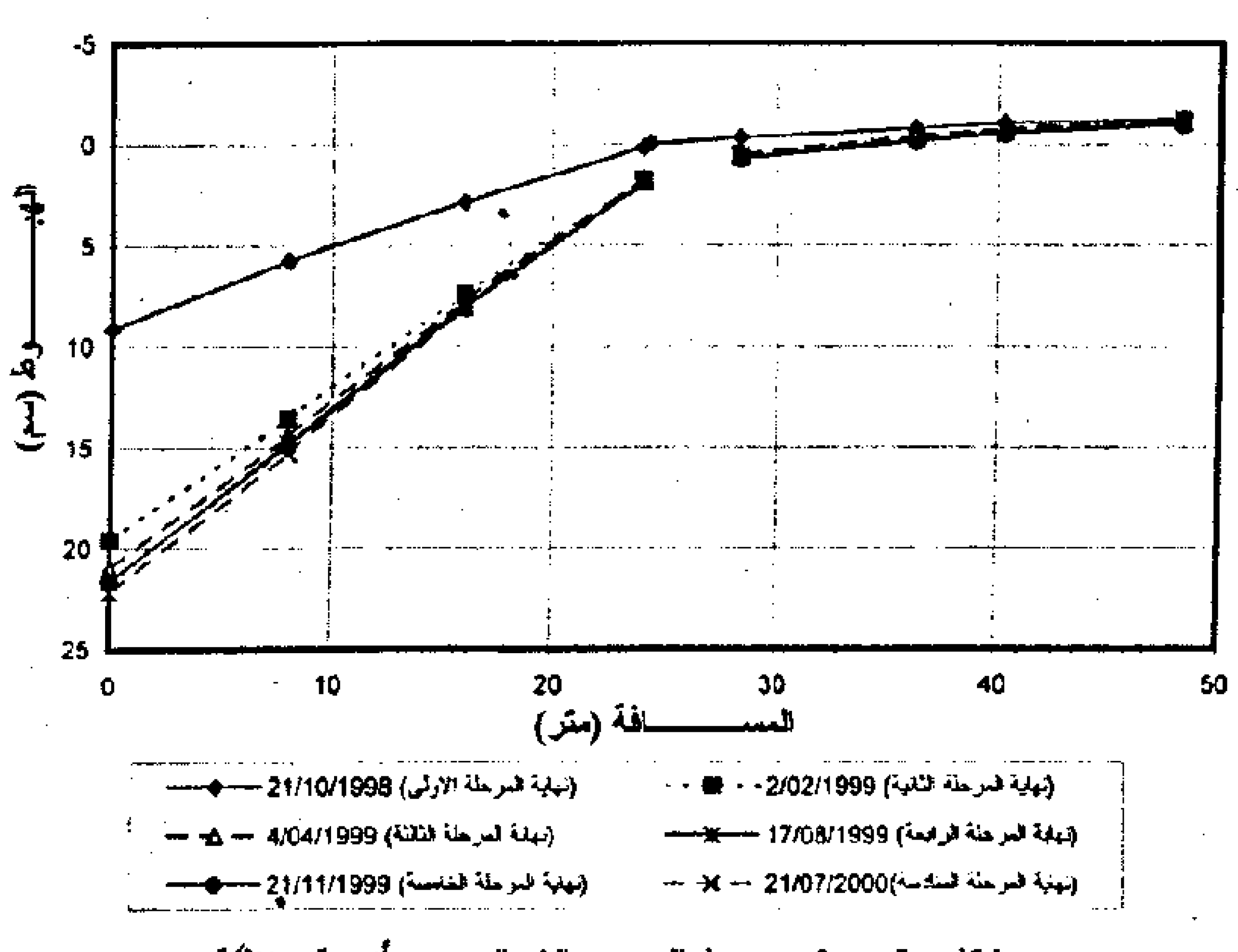
٣- تصرف المبنى خلال مراحل الدراسة المختلفة

استمرت فترة دراسة المبنى حوالى عامين وربع العام ابتداء من إبريل ١٩٩٨ إلى يوليو ٢٠٠٠ (تاريخ كتابة هذا البحث). وقد تم دراسة تصرف المبنى خلال هذه الفترة عن طريق إجراء معاينات ظاهرية مستمرة مع رصد وتسجيل شواهد المعاينات كما تم إجراء رصد مساحى لحركة المبنى بصفة دورية. وقد تم إجراء الرصد المساحى لحركة المبنى عن طريق تثبيت نقاط ثابتة على مجموعة من أعمدة المبنى (النقاط ١ إلى ٢٠ بالشكل رقم ١) لدراسة هبوط المبنى مع الزمن. كذلك فقد تم رصد ميل الأعمدة بأركان المبنى فى أزمنة مختلفة. وقد بدأت أعمال الرصد المساحى فى ٢١/٤/ ١٩٩٨ ولم تتوقف حتى كتابة هذا البحث. ويمكن تلخيص نتائج الرصد المساحى بالأشكال رقم (٩) إلى (١٢). فالأشكال (٩) و(١٠) تبين نتائج رصد حركة المبنى النسبية (نسبة إلى تاريخ بداية القراءات) على المحورين الشمالى والجنوبى على الترتيب وذلك بتواريخ رصد مختلفة بدء من ٢١/٤/١٩٩٨. والأشكال (١١) و(١٢) توضح الحركة النسبية لنقاط المبنى المختلفة مع الزمن بدء من ٢١/٤/ ١٩٩٨. و كما هو مذكور بمقدمة هذا البحث، يمكن تقسيم فترة الدراسة إلى ستة مراحل أساسية. وفيما يلى وصف لمشاهدات المعاينات والرصد المساحى فى كل مرحلة.

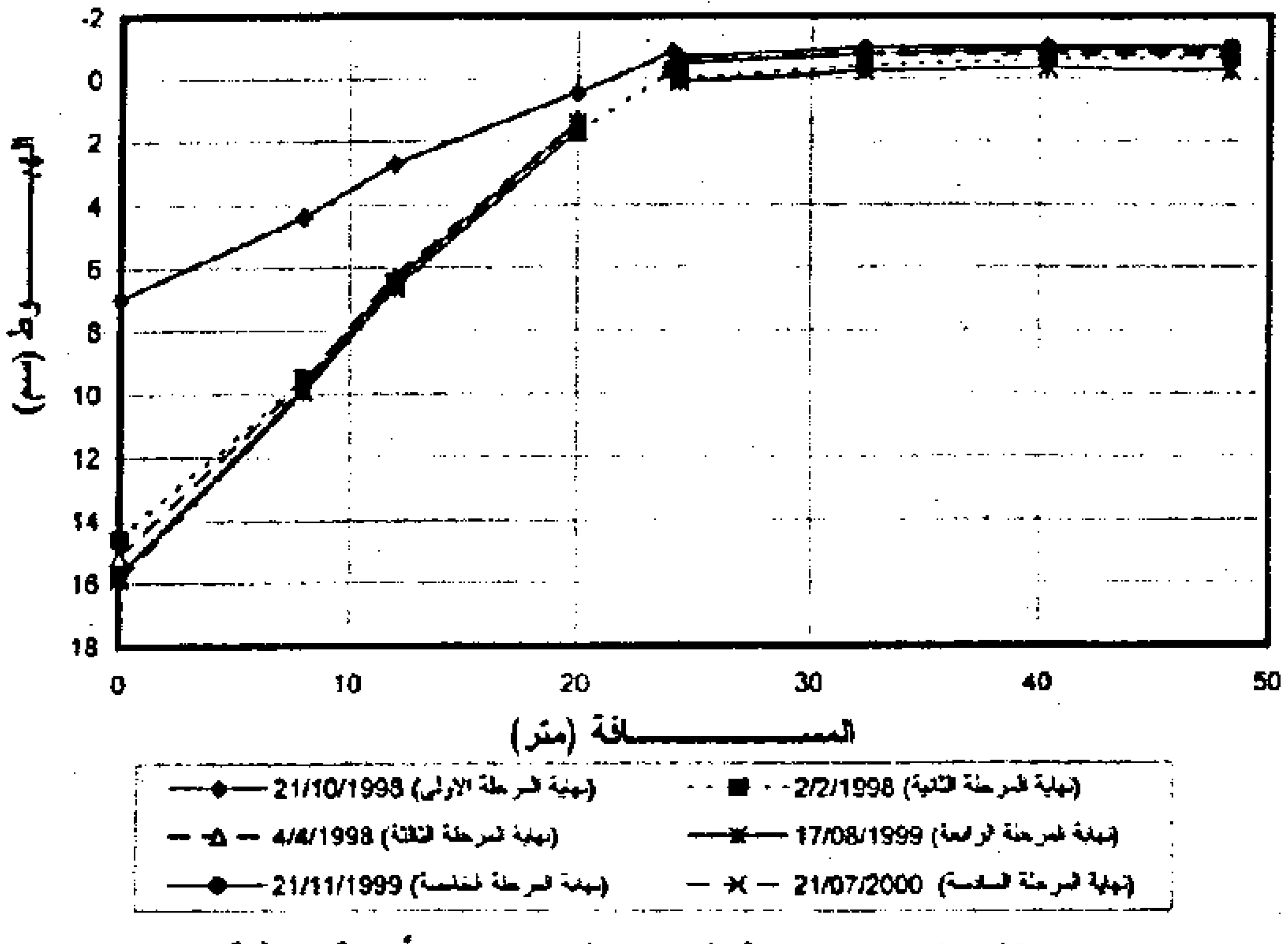
المرحلة الأولى: مرحلة المعاينة والفحص الأولى (من إبريل ١٩٩٨ إلى أكتوبر ١٩٩٨)

أثبتت نتائج المعاينات الظاهرية والرصد المساحى للمبنى فى خلال هذه المرحلة ما يلى:

- المبنى تحت التشطيب حيث تم تركيب الأرضيات والأبواب والشبابيك بالأدوار المتكررة ولم يتم استكمال الحوائط والأرضيات بالدور الأرضى.
- يوجد اتساع فى فاصل التمدد الإنشائى بمنتصف المبنى. هذا الاتساع يبلغ أقصى قيمة له عند أعلى المبنى ويتلاشى تقريبا قرب سطح الأرض.
- توجد بعض الشروخ فى الحوائط الطوب وكذلك بين الحوائط وفتحات الشبابيك، وتنتشر هذه الشروخ بصورة واضحة فى الأدوار العلوية بالجزء الغربى من المبنى عنها فى الأدوار السفلية.
- لم يلاحظ وجود أى شروخ فى العناصر الإنشائية للهيكل الخرسانى للمبنى.
- أوضحت نتائج الرصد المساحى خلال هذه الفترة استمرار الحركة الرأسية للمبنى على المحورين الشمالى (شكل٩) والجنوبى (شكل١٠). والحركة الرأسية النسبية تزيد بوضوح فى الجزء الغربى من المبنى (غرب فاصل التمدد). وتتزايد قيم الحركة النسبية غرب فاصل التمدد كلما اتجهنا غربا.



شكل رقم ٩- هبوط المحور الشمالى عند أزمنة مختلفة

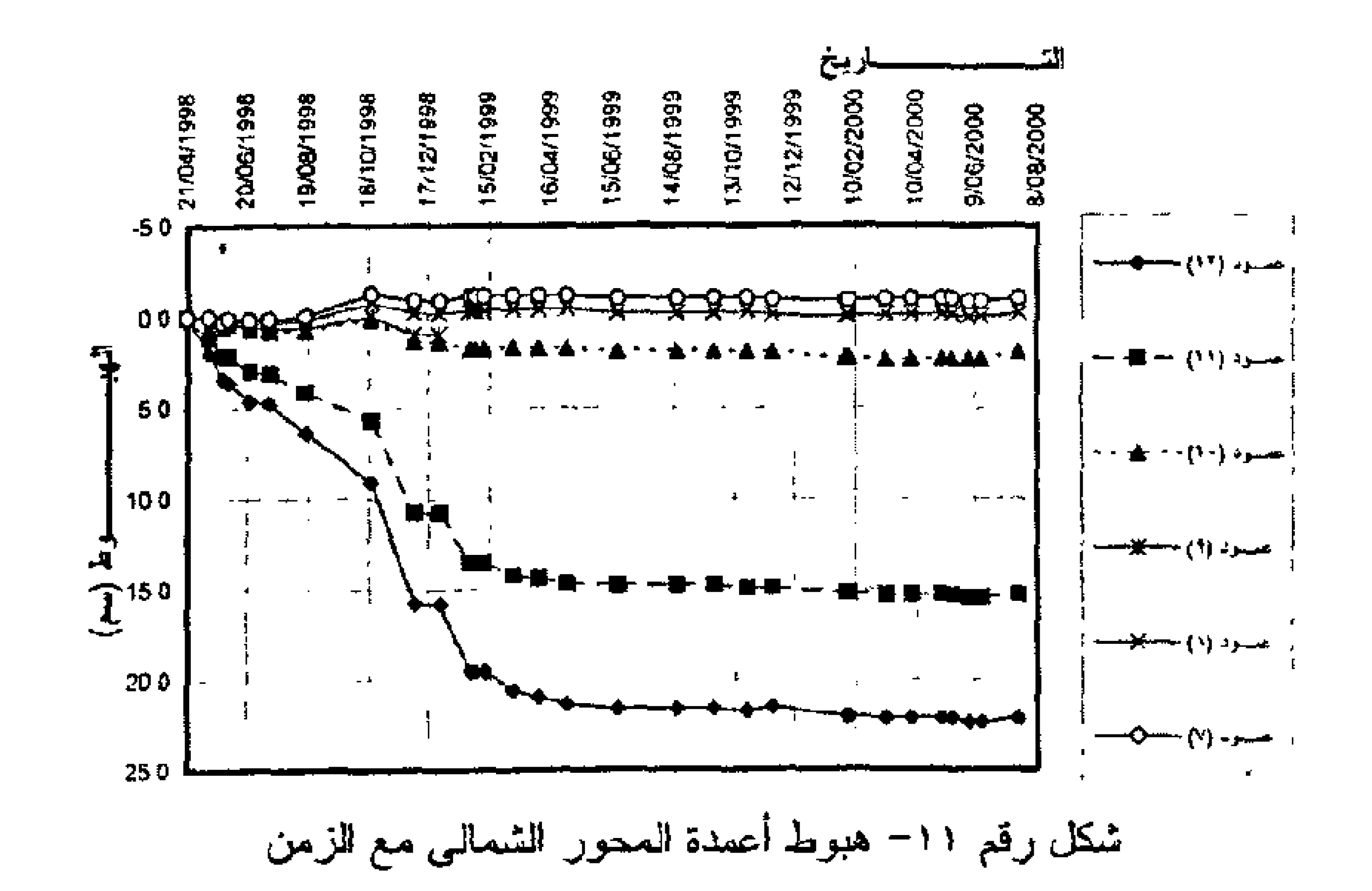


شكل رقم ١٠- هبوط المحور الجنوبى عند أزمنة مختلفة

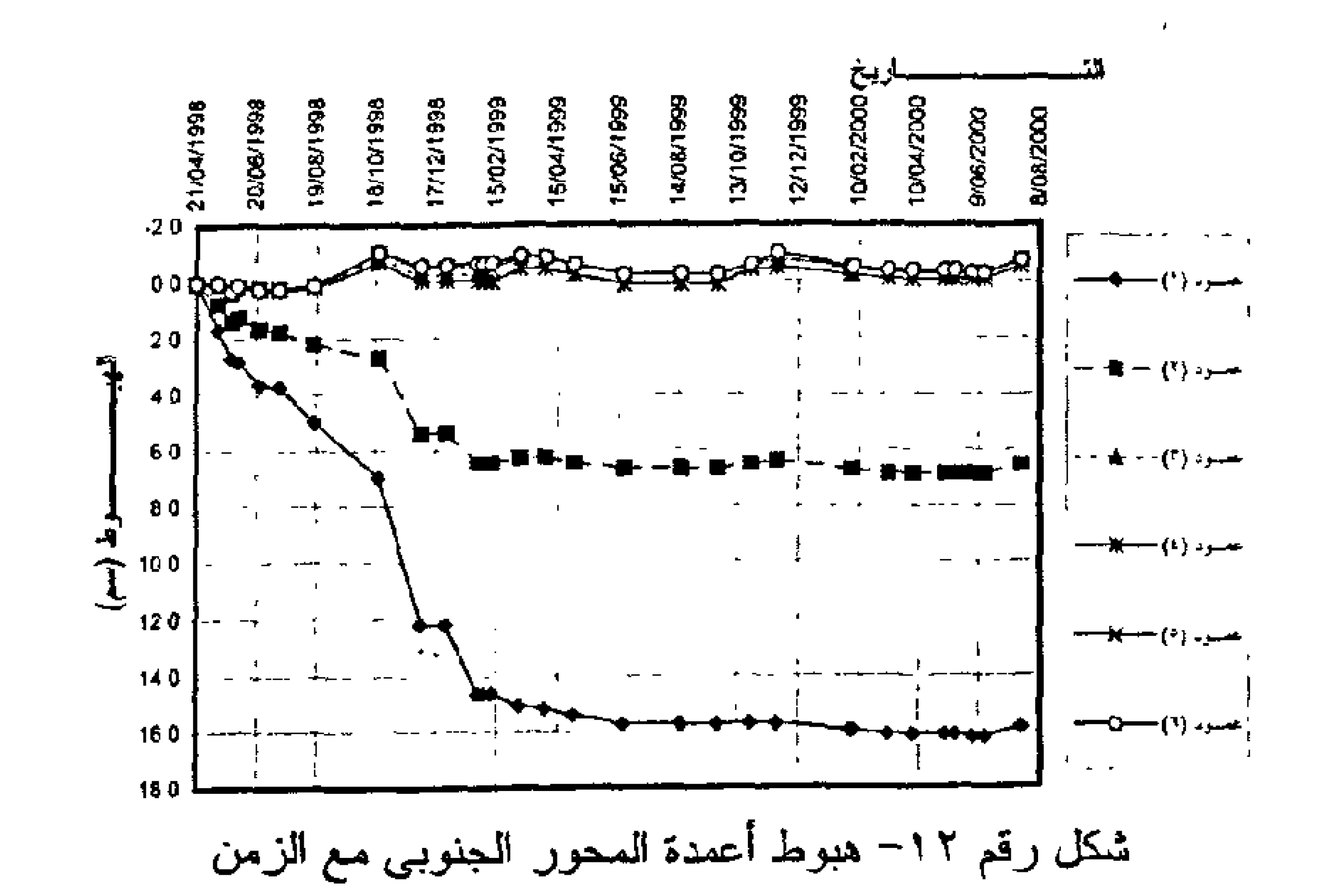
- النتائج عاليه توضح أن فرق الحركة بشرق المبنى (شرق فاصل التمدد) أقل نسبيا عنها بغرب المبنى (غرب فاصل

التمدد). فقيم فرق الحركة فى نهاية هذه الفترة بين أقصى شرق المبنى وفاصل التمدد تتراوح بين (٠,٣٦) سم و(١,٨٨) سم وذلك بجنوب وشمال المبنى على الترتيب. فى حين أن قيم فرق الهبوط بين فاصل التمدد وأقصى غرب المبنى تتراوح بين (٧,٨٠) سم و (٨,٩٧) سم وذلك بجنوب وشمال المبنى على الترتيب.

- حركة نقاط المبنى المختلفة مع الزمن (الأشكال١١و١٢) فى خلال هذه المرحلة كانت مستمرة ولم يظهر بها دلالات لحدوث تناقص فى معدل حركة المبنى. ويمكن تقريبا اعتبار أن معدلات الهبوط فى هذه الفترة كانت بقيم ثابتة، إلا أن معدلات الهبوط للنقاط بغرب المبنى أكبر منها بشرق المبنى. وقد سجل العمود (١٢) بشمال غرب المبنى أعلى معدل هبوط والذى وصلت قيمته خلال تلك الفترة إلى حوالى ٠,٥١مم/يوم.



شكل رقم ١١- هبوط أعمدة المحور الشمالى مع الزمن



شكل رقم ١٢- هبوط أعمدة المحور الجنوبى مع الزمن

المرحلة الثانية: مرحلة تجربة التحميل الأولى (من أكتوبر ١٩٩٨ إلى أواخر يناير ١٩٩٩) .

تم التوصية فى بداية هذه المرحلة بإجراء تجربة تحميل للمبنى عن طريق تحميل الدور الارضى بغرب المبنى (غرب فاصل التمدد) بطبقات من الرمل تعادل الأحمال الحية المتوقعة وذلك للأسباب التالية:

١- لدراسة تصرف المبنى عند تشغيله بكامل طاقته أخذا فى الاعتبار أن الأحمال الحية تمثل حوالى ٢٠% إلى ٢٥ % من إجمالى الأحمال الحية والميتة لهذا المنشأ.

٢- أن أحمال تجربة التحميل يمكن أزالتها إذا ما ثبت أن تأثير هذه الأحمال سيكون سلبيا على المنشأ. فضلا عن أنه بناءا على نتائج تجربة التحميل هذه يمكن اتخاذ قرار بشأن تخفيف الأحمال الميتة إذا ما ثبت أن تأثير الأحمال الحية سيكون سلبيا على المنشأ.

٣ - أن التأثير بهذه الأحمال (عند طريق تحميل الدور الأرضى بطبقات من الرمل تعادل الأحمال الحية) يعتبر وسيلة للإسراع بحدوث هبوط يمكن التحكم فيه، حيث يمكن رفع هذا التحميل إذا ما ثبت تأثيره السلبى على المنشأ. أما فى حالة عدم حدوث تأثير سلبى على المنشأ، فسيؤدى هذا التحميل إلى الإسراع من انتهاء هبوط المبنى وعليه يمكن البدء فى عمل الترميمات النهائية اللازمة لتشغيل المبنى.

وقد تلاحظ من الرصد المساحى للمبنى فى خلال هذه الفترة ما يلى:

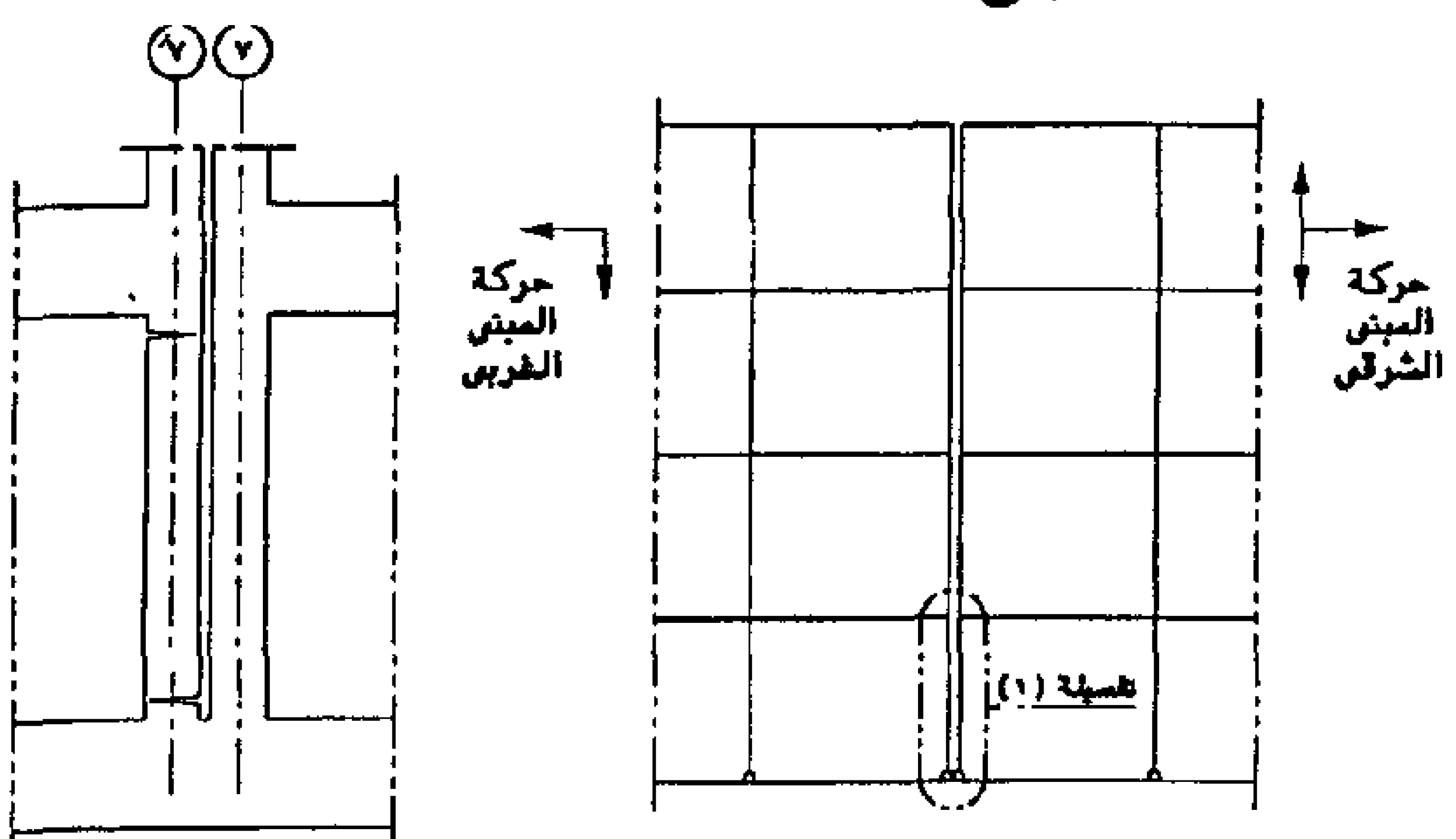
- حدث زيادة ملحوظة فى قيم حركة المبنى خاصة بالجزء الغربى منه (الأشكال ٩ إلى١٢). فقد زادت أيضا قيم فروق الحركة خلال هذه الفترة خاصة بالجزء الغربى من المبنى، حيث وصلت قيم فرق الحركة بين أقصى غرب المبنى وفاصل التمدد إلى قيم تتراوح بين (١٤,٨٧) سم و(١٧,٨١) سم وذلك بجنوب وشمال المبنى على الترتيب.

فى حين أن قيم فرق الهبوط بين فاصل التمدد وأقصى شرق المبنى تراوحت فى نهاية هذه الفترة بين (٠,٦٦) سم و (١,٨٨) سم وذلك بجنوب وشمال المبنى على الترتيب.

- زاد معدل حركة المبنى (الأشكال ١١و١٢) فى هذه المرحلة وخاصة بالجزء الغربى منه. وهذه الزيادة فى معدلات الهبوط تعنى الإسراع من هبوط المبنى طبقا لما تم التوقع به. فقد وصل معدل الهبوط فى خلال هذه الفترة للعمود رقم (١٢) بشمال غرب المبنى والذى يسجل أعلى معدل هبوط إلى ١,٠٧٥ مم/يوم.

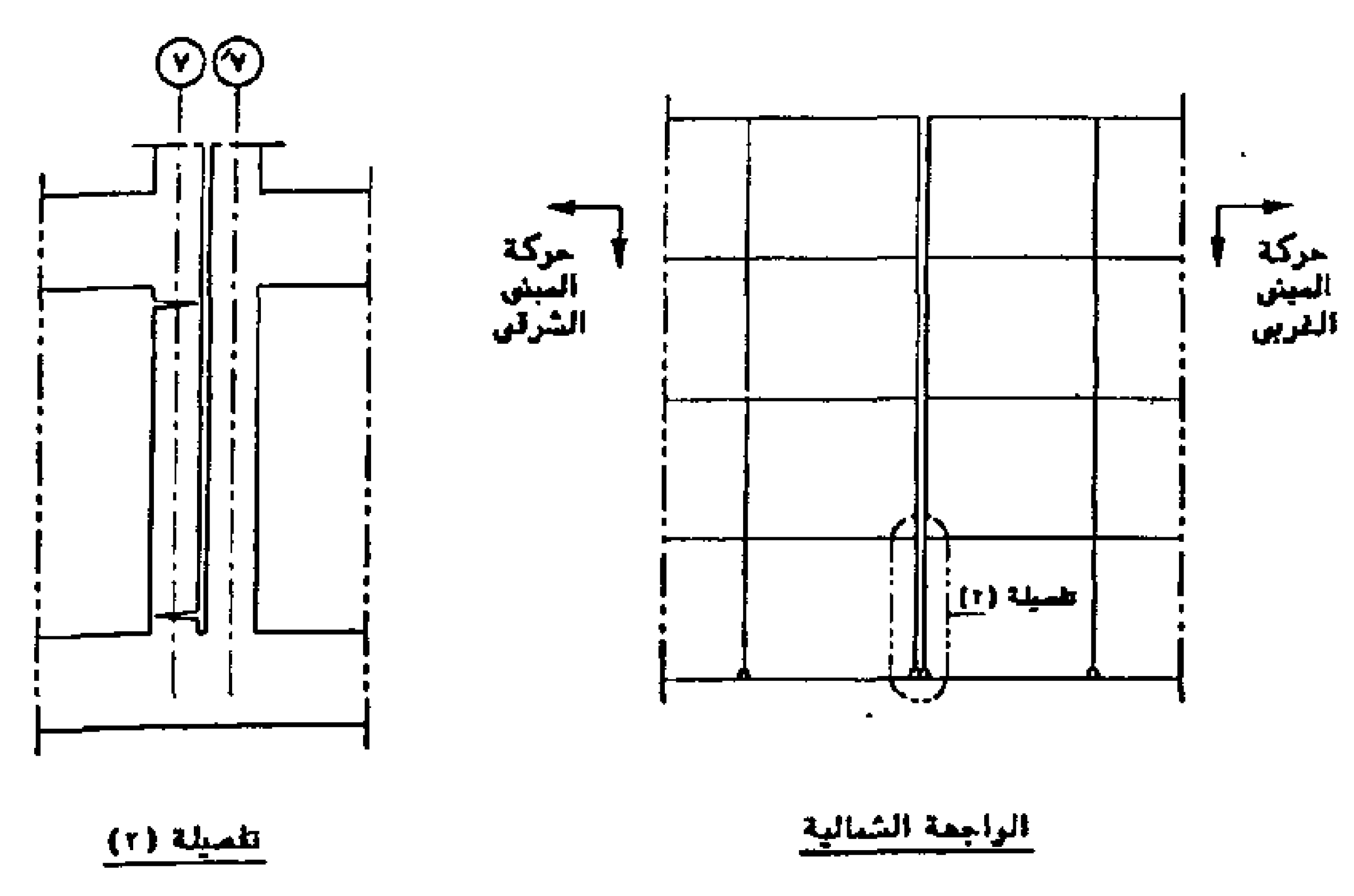
وفى نهاية هذه المرحلة لوحظ من معاينات المبنى وجـــود أثار ســـلبية على بعض عناصر الهيكل الخرسانى وتشمل:

- ظهور شروخ عرضية فى العمود غرب الفاصل الإنشائىعلى الواجهة الجنوبية والعمود شرق الفاصل الإنشائىعلى الواجهة الشمالية، شكل (١٣). ويتضح من هذه الشروخ أن الجزء الغربى من المبنى يتحرك فى إتجاه الشمال الغربى، بينما يتحرك الجزء الشرقى فى إتجاه االجنوب الشرقى
- ظهر شرخ رأسى تقريبا بكمرة سقف الدور الأول على المحور الجنوبى بجوار العمود غرب الفاصل. وقد ثبت من الكشف على هذا الشرخ عدم استمراره خلف الغطاء الخرسانى.
- ظهرت شروخ بالحوائط الطوب بالدورين الأول والثانى بالجزء الغربى للمبنى بجوار محور فاصل التمدد. وتميل هذه الشروخ إلى الغرب عند طرفها السفلى و إلى الشرق عند طرفها العلوى.
- وبناء على ما سبق، فقد تم التوصية برفع الرمال المستخدمة فى تحميل الجزء الغربى من المبنى مع عمل تحميل أخر للجزء الشرقى من المبنى وذلك للحد من ظهور عيوب إنشائية بالجزء الغربى للمبنى. كذلك تم التوصية بعمل إصلاح وترميم للأعمدة الخرسانية التى ظهر بها عيوب إنشائية وذلك باستخدام ألواح من الصلب لزيادة مقاومة الأعمدة فى الانحناء عند بداية ونهاية هذه الأعمدة كما هو موضح لاحقا فى توصيف أعمال التدعيم. كذلك تم التوصية بالكشف على الأساسات على جانبى فاصل التمدد للمبنى.



تفصيلة (١) — الواجهة الجنوبية

شكل رقم ١٣-أ- كروكى الشروخ بأعمدة الدور الأرضى بالواجهة الجنوبية على محور الفاصل الإنشائى



تفصيلة (٢) — الواجهة الشمالية

شكل رقم ١٣-ب- كروكى الشروخ بأعمدة الدور الأرضى بالواجهة الشمالية على محور الفاصل الإنشائى

المرحلة الثالثة: مرحلة تكشيف الأساسات (فبراير ١٩٩٩ و مارس ١٩٩٩)

تم معاينة المبنى بعد إتمام تكشيف جزء من الأساسات على جانبى فاصل التمدد حيث شوهد وجود شرخ متسع فى العصب الرأسى للقاعدة الشريطية غرب عمود الفاصل على الواجهة الجنوبية، الصورة رقم (١). ونظرا لاستمرار

حدوث حركة بالمبنى فقد تم التوصية بما يلى:

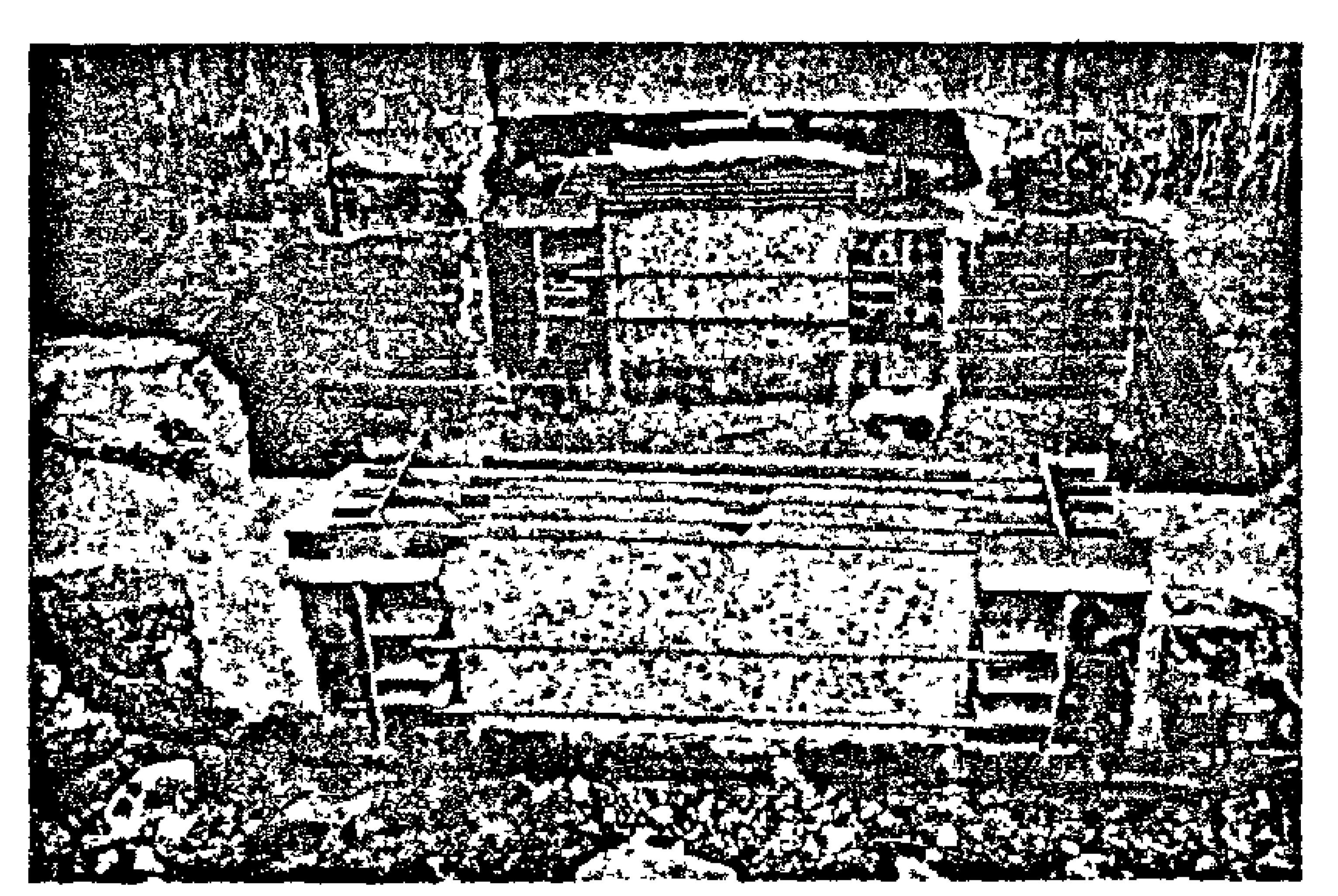
١ - إزالة الردم و الكشف على الأساسات الشريطية فى كامل المبنى.

٢- إزالة طبقة العزل على الأعصاب الرأسية للأساسات الشريطية الطولية فى باكيتين غرب الفاصل وباكية شرق الفاصل الانشائى للمبنى و تركيب بؤج جبسية على الشروخ بهذه الأعصاب.

٣- إزالة طبقة العزل أسفل السطح العلوى لباقى الأعصاب الخرسانية غرب فاصل التمدد بحوالى ٢٠.

٤ - زيادة البؤج الجبسية على كمرات وحوائط المبنى.

وبعد الانتهاء من الكشف على الأساسات بكامل مسطح المبنى تبين وجود شروخ رأسية (تقريبا) متسعة فى أعصاب الأساسات الطولية الثلاثة الواقعة غرب فاصل التمدد مباشرة، وتمتد هذه الشروخ من أعلى قطاع العصب الرأسى للكمرة وحتى الشفة السفلية للكمرة. كما تبين وجود شرخ مماثل فى عصب الأساسات الطولية الشمالية شرق الفاصل مباشرة. وقد تقرر مراقبة المبنى لفترة مناسبة بعد إزالة أحمال تجربة التحميل وأحمال الردم فوق الأساسات لدراسة مدى استقراره بعد إزالة تلك الأحمال ودون الحاجة الى إزالة أى من أدوار المبنى العلوية.



صورة رقم ١- التركيبة المعدنية الخاصة بمحاكاة طريقة الاجهاد المسبق لاصلاح وتدعيم العصب الرأسى للقاعدة الخرسانية الشريطية، وبظهر بها الشرخ المتسع فى العصب الخرسانى المسلح نتيجة حركة المبنى

المرحلة الرابعة: مرحلة ما بعد الكشف على الأساسات وقبل تنفيذ أعمال تدعيمها (إبريل ١٩٩٩ إلى أغسطس ١٩٩٩)

يجب ملاحظة أنه أثناء هذه المرحلة كان قد تم تقليل الأحمال الميتة للمبنى نتيجة إزالة الردم فوق الأساسات وحتى منسوب أرضية الدور الأرضى. ولذلك فقد أوضحت نتائج الرصد المساحى والمعاينات خلال هذه الفترة حدوث استقرار نسبى للمبنى يمكن تلخيص شواهده فيما يلى:

- قلت قيم حركة المبنى بشكل ملحوظ (الأشكال ٩ و١٠) إلا أنها استمرت (بمعدل أقل نسبيا) خاصة بغرب المبنى.
- قل معدل حركة المبنى بشكل ملحوظ (الأشكال ١١ و ١٢). كذلك فقد تلاحظ تناقص معدل الهبوط مع الزمن خلال هذه الفترة، حيث بلغ معدل الهبوط المتوسط للعمود رقم (١٢) بشمال غرب المبنى فى خلال هذه الفترة ، (والذى يسجل دائما أعلى معدلات هبوط) ٠,١٢٢ مم/يوم.
- لم يحدث أى تطورات سلبية فى العناصر الإنشائية المختلفة بالمبنى أعلى الأساسات.
- لم يحدث أى شروخ فى البؤج الجبسية التى تم عملها على الشروخ التى تم رصدها سابقا فى أعصاب القواعد الشريطية الطولية المجاورة للفاصل الإنشائى مما يدل على خمول هذه الشروخ.
- من فحص البؤج الجبسية التى تم تركيبها فى أماكن مختلفة من المبنى تبين أن البؤج الجبسية التى تم تركيبها على الكمرات الخرسانية للمبنى لم يحدث بها شروخ. كذلك فإن بعض البؤج الجبسية التى تم تركيبها على الحوائط الطوب لم يحدث بها شروخ فى حين أن البعض الآخر حدث به شروخ بقيم تتراوح بين ٠,١مم إلى ٠,٢مم.

بناء على كل ما سبق من شواهد، فقد استنتج أن قيم الهبوط الإضافية المتوقعة قليلة نسبيا بالدرجة التى يمكن

مقاومتها بأمان بعد تنفيذ أعمال التدعيم المناسبة لأساسات المبنى وبالتالى لا يلزم تخفيف الأحمال الميتة الحالية بالمبنى.

المرحلة الخامسة: مرحلة تنفيذ أعمال تدعيم الأساسات (سبتمبر ١٩٩٩ نوفمبر ١٩٩٩)

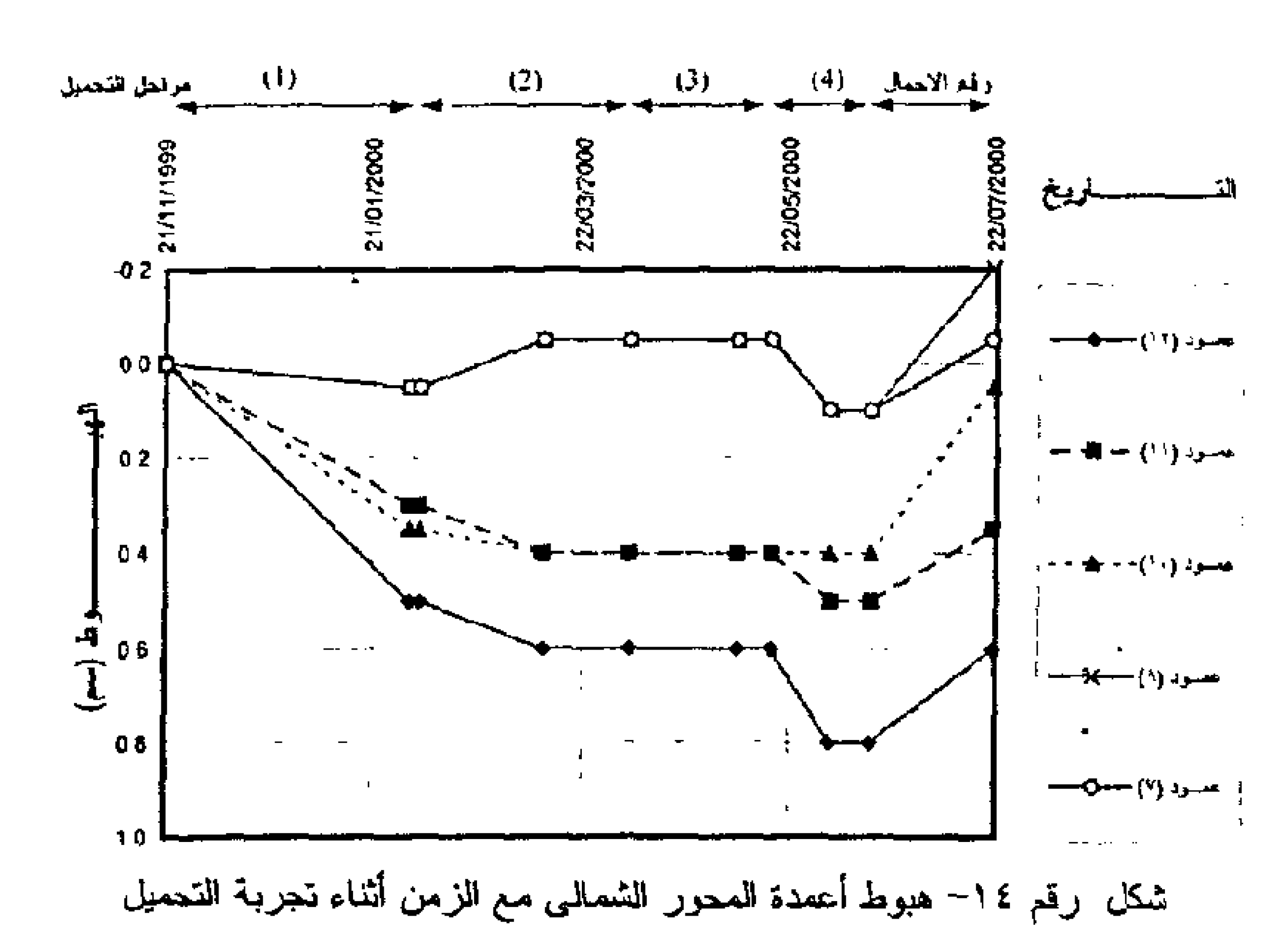
فى هذه المرحلة، تم تنفيذ أعمال تدعيم الأساسات الشريطية طبقا لطرق التدعيم الموصفة فيما بعد، كما تم الاستمرار فى رصد حركة المبنى.

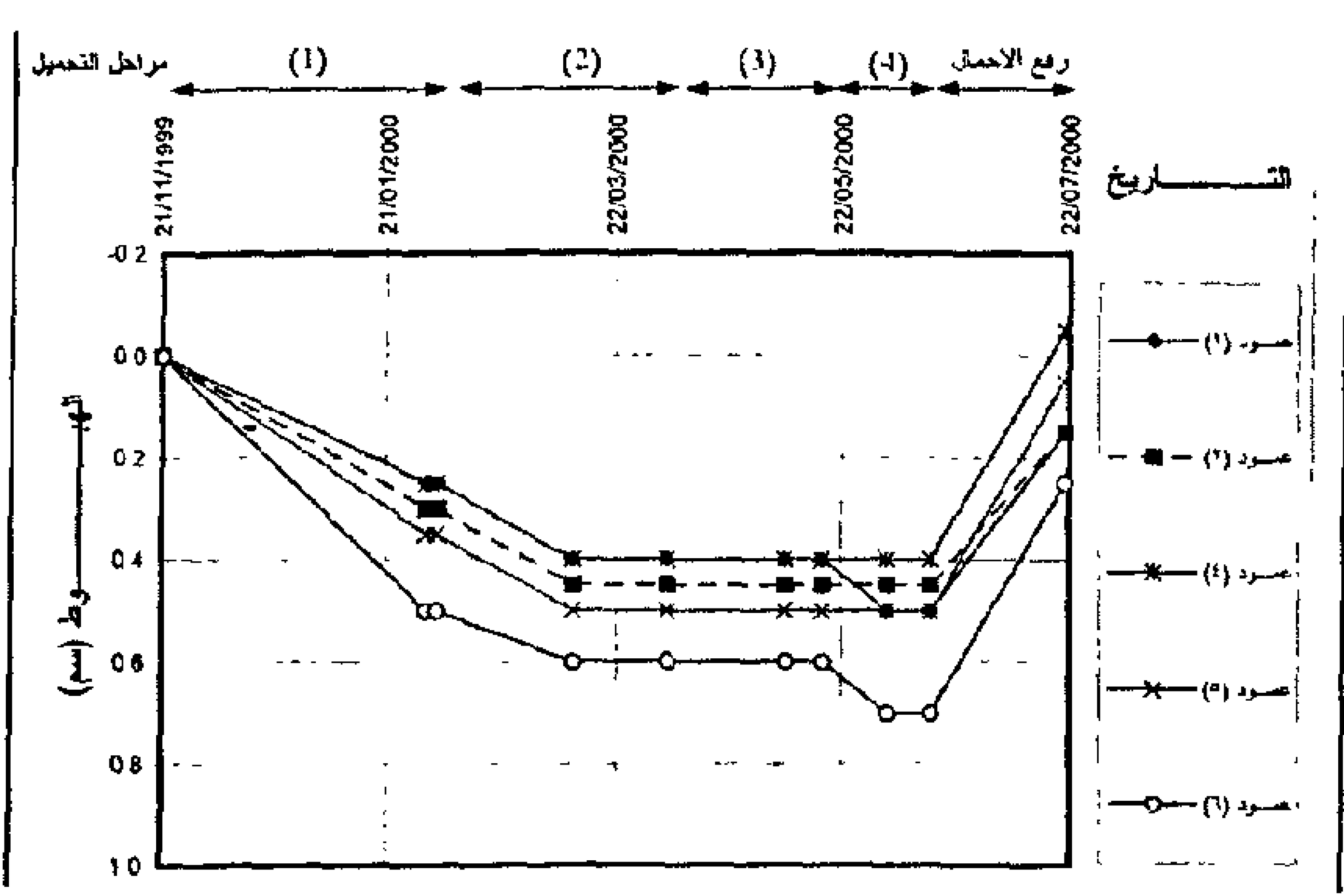
المرحلة السادسة: مرحلة إجراء تجربة التحميل الثانية للمبنى (ديسمبر ١٩٩٩ إلى يونيو ٢٠٠٠)

للوقوف على مدى فاعلية أعمال التدعيم المذكورة عاليه وعلى السلوك الإنشائى المتوقع للمنشأ عند تشغيله بكامل الأحمال الحية التصميمية فقد تم التوصية بإجراء تجربة تحميل ثانية للمبنى كله عن طريق تحميل بلاطات الأدوار الأربعة للمبنى برمال بسمك ٢٠,٠ سم لكل دور على أن يتم التحميل تدريجيا بحيث يمثل تحميل كل دور مرحلة من مراحل التحميل، على أن يبدأ التحميل من الطرف الشرقى للمبنى وفى إتجاه الطرف الغربى له. وقد تم تحديد إجمالى الأحمال المستخدمة فى هذه التجربة بحيث تعادل تقريبا وزن البلاطة الخرسانية المقترح تنفيذها بالدور الأرضى (كما هو موضح فيما بعد فى توصيف أعمال تدعيم الأساسات) بالإضافة إلى الأحمال الحية التصميمية للمبنى بكامل قيمتها. والجدير بالذكر أنه لم يتم زيادة الأحمال المستخدمة فى تجربة التحميل بنسبة ٥٠% عن الأحمال التصميمية للمبنى كما ينص الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية [١] فى بابه الثامن، حيث أن الهدف من تجربة التحميل ليس دراسة السلامة الإنشائية لعنصر إنشائى معين ولكن دراسة هبوط التربة الطينية أسفل الأساسات تحت تأثير الأحمال الحية التصميمية للمبنى، بل إنه يمكن فى مثل هذه الحالات تخفيض الأحمال المكافئة للأحمال الحية بنسبة تصل الى ٥٠ % [٢، ٣، ٤] .

وقد تم معاينة المبنى بعد تحميل كل دور كما تم أخذ قراءتين مساحيتين لحركة المبنى قبل البدء فى تحميل الدور التالى. ويبين الشكلين (١٤ ، ١٥) نتائج الرصد المساحى لحركة المبنى خلال مراحل تجربة التحميل الثانية والتى استمـــرت طيـــلة حوالى سبعة أشهر حيث يظهر من الشكلين (١٤،١٥) الثبات النسبى الكبير للمبنى خلال تجربة التحميل. وقد لوحظ خلال هذه الفترة ما يلى:

- فى هذه الفترة وبالرغم من تحميل المبنى بكامل مسطحه بحمل كلى يوازى حوالى ١,٤٠ طن/م٢، فقد وصل المبنى إلى مرحلة استقرار مرضية بدرجة كبيرة، (الأشكال ١١و١٢). فمعدل الهبوط المتوسط فى خلال هذه الفترة للعمود رقم (١٢) بشمال غرب المبنى، (والذى يسجل دائما أعلى معدلات هبوط) بلغ ٠,٠١٦ مم/يوم. وجدير بالذكر أن القراءة الثانية للرصد المساحى لكل مرحلة من مراحل التحميل كانت دائما توضح عدم حدوث أى حركة للمبنى (أى وجود استقرار تام للمبنى مع ثبات الحمل). كذلك تجدر الإشارة أن أقصى حركة إضافية لأى عمود خلال مرحلتى التحميل الثالثة والرابعة لم تزد على ٠و٢ مم مما يؤكد استقرار المبنى.
- لم تظهر أى شروخ إضافية بالعناصر الإنشائية كما لم يظهر أى اتساع بالشروخ الموجودة بالمبنى.
- بعد أن تم التأكد من استقرار المبنى تقرر رفع الرمال المستخدمة فى التحميل من جميع الأدوار العلوية حيث تم الإنتهاء من رفع هذه الأحمال فى ٢٠٠٠\٧\٢١. وتوضح الأشكال (١١، ١٢، ١٤،١٥) حدوث إرتداد لنسبة كبيرة من الهبوط الذى حدث خلال تجربة التحميل الثانية مما يدل على أن جزء كبيرا من الهبوط كان نتيجة التشكل المرن للتربة.
- تم البدء فى الردم أعلى الأساسات من خارج المبنى فقط. أما داخل المبنى فلم يتم إعادة الردم بل تم التوصية بعمل الآتى:


شكل رقم ١٤- هبوط أعمدة المحور الشمالى مع الزمن أثناء تجربة التحميل


شكل رقم ١٥- هبوط أعمدة المحور الجنوبى مع الزمن أثناء تجربة التحميل الثانية

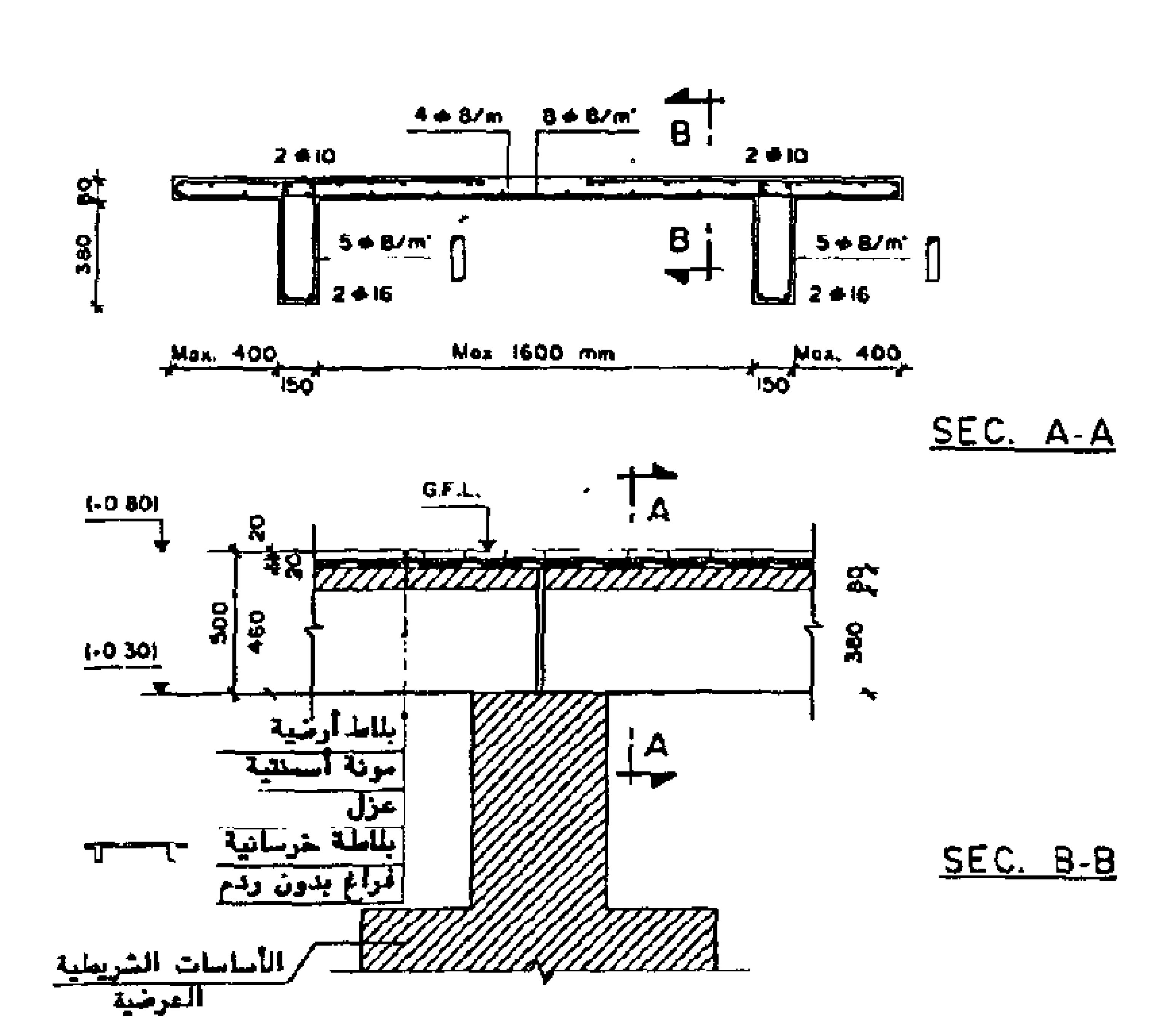
١- صب بلاطات الدور الأرضى طبقا للشكل (١٦) بحيث ترتكز هذه البلاطات على القواعد الشريطية العرضية بالمبنى (هذه القواعد الشريطية العرضية لم يحدث بها أى عيوب إنشائية ولذا لم تشملها أعمال التدعيم) مع عمل فتحة ٥٠ سم × ٥٠ سم فى ركنين متقابلين فى كل باكية لاستخدامها فى أغراض صيانة الأساسات إذا لزم الأمر.

٢- العناية بملء الفراغات البينية بين البلاطات المتجاورة فى كلا الاتجاهين بمونة أسمنتية، ثم العزل وتركيب بلاط الأرضية دون استخدام طبقة الرمل.

٤- تحليل نتائج الدراسة:

من كل ما تقدم من معاينات ظاهرية ودراسة لطبيعة التربة بالموقع ورصد مساحى لمبنى يمكن استخلاص النقاط التالية:

١-أن الطبقــات الطــينية العــلوية (وخصوصا ذات القوام



شكل رقم ١٦- البلاطات الخرسانية لأرضية الدور الأرضى وطريقة وضعها على الأساسات

الضعيف) هى طبقات قابلة للانضغاط تحت تأثير الاحمال الواقعة عليها من المبنى، فإنه من الطبيعى أن يحدث انضغاط كبير للطبقات الطينية ذات السمك الكبير نسبيا جهة الغرب (خصوصا الشمال الغربى) عنها فى جهة الشرق حيث يتناقص سمك هذه الطبقات الطينية القابلة للانضغاط. وهذا ما أكدته نتائج الرصد المساحى لحركة المبنى.

٢-فى مرحلة الدراسة الأولى (مرحلة ما قبل تجربة التحميل الأولى) أوضحت نتائج الرصد المساحى للمبنى استمرار حركته وبمعدل ثابت تقريبا مما يؤكد عدم استقراره. و فى خلال هذه المرحلة، وبالرغم من استمرار حركة المبنى لم تظهر أى شواهد سلبية على الهيكل الخرسانى للمبنى (باستثناء ظهور بعض الشروخ بحوائط المبنى).

٣-بناءا على نتائج المرحلة الأولى من الدراسة، فقد تقرر إجراء تجربة التحميل الأولى لدراسة تصرف المبنى عند تشغيله بكامل طاقته و للتعجيل بهبوطه (مرحلة الدراسة الثانية). وقد أكدت نتائج هذه المرحلة عدم استقرار المبنى واستمرار حركته بمعدل كبير بالإضافة إلى البدء فى ظهور بعض الشروخ بالهيكل الخرسانى

للمبنى. وعليه فقد تقرر ضرورة تخفيف الاحمال الميتة بالمبنى. و قد تقرر بصفة مبدئية دراسة تصرف المبنى بعد إزالة الاحمال الميتة الممثلة فى وزن الردم فوق الأساسات الأمر الذى تم فى المرحلتين الثالثة والرابعة من الدراسة.

٤- أوضحت نتائج المرحلة الرابعة من الدراسة أن الجزء الأكبر من الهبوط قد حدث نتيجة تحميل الدور الأرضى بالجزء الغربى من المبنى وذلك أثناء تجربة التحميل الأولى وأن حركة المبنى بعد إزالة أحمال تجربة التحميل الأولى وإزالة الردم أعلى الأساسات حتى منسوب أرضية الدور الأرضى تحدث بقيم أقل نسبيا وبمعدل يتناقص مع الزمن. وقد إستخلص من ذلك أن قيم الهبوط الإضافية المتوقعة ستكون قليلة نسبيا بالدرجة التى يمكن مقاومتها بعد تنفيذ نظام تدعيم مناسب للمبنى وبالتالى فإنه لا يلزم تخفيف الأحمال الميتة الحالية بالمبنى.

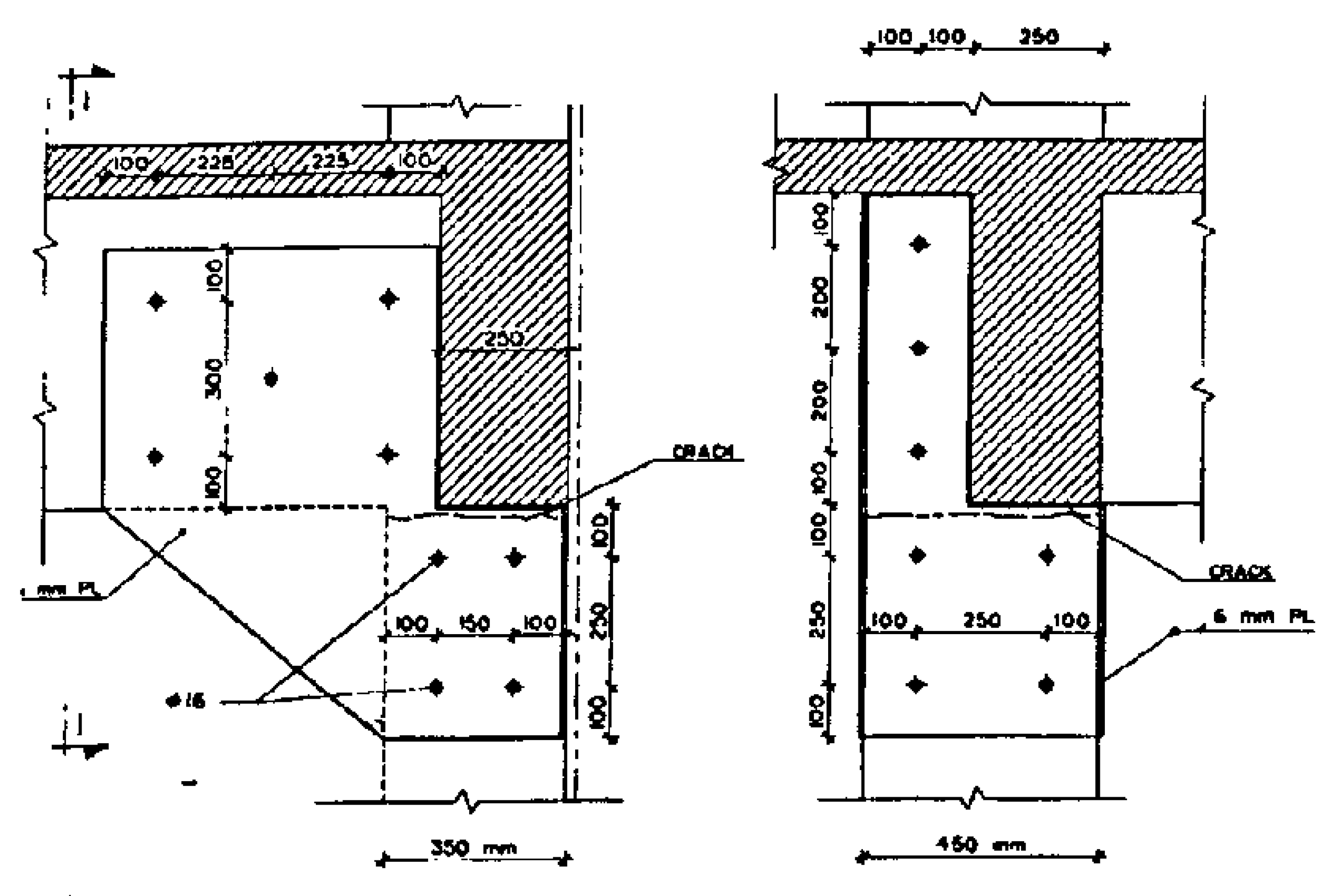
٥- أوضحت نتائج تجربة التحميل الثانية (المرحلة السادسة من الدراسة) إستقرار المبنى بالرغم من تحميله بأحمال تعادل ١,٤٠ طن/م٢ . ويمكن إرجاع هذا الاستقرار إلى نجاح نظام التدعيم المقترح فى مقاومة حركة المبنى بالإضافة إلى التحميل المسبق (والذى تم خلال تجربة التحميل الأولى) مما أدى إلى حدوث الجزء الأكبر من هبوط المبنى.

٥- أعمال التدعيم للهيكل الخرسانى:

تنقسم أعمال التدعيم التى تمت فى المبنى موضوع الدراسة إلى قسمين: تدعيم أعمدة الدور الأرضى عند الفاصل الإنشائى، وتدعيم الأساسات الشريطية. وقد تم تصميم أعمال التدعيم جميعها بهدف زيادة المقاومة للعناصر الإنشائية المعيبة دون زيادة أوزانها. ولذا فقد تم الاعتماد على ألواح وأسياخ من الصلب فى تدعيم جميع العناصر الإنشائية.

٥-١- تدعيم الأعمدة الخرسانية:

تم تدعيم الأعمدة الخرسانية عند الفاصل الإنشائى بالدورالأرضى باستخدام ألواح من الصلب تم تثبيتها فى القطاع الخرسانى للعمود باستخدام مسامير قطر ١٦ مم، مع وردة وصامولتين من الصلب، شكل (١٧)، يتم زرعها فى الخرسانة باستخدام مادة الإيبوكسى. وقد تم وضع ألواح الصلب بحيث يتم زيادة الصلب المقاوم للشد فى منطقة حدوث الشرخ فى قطاع العمود (راجع شكل ١٣). وفى حالة تعذر ذلك لوجود الشرخ بالعمود ناحية الفاصل الإنشائى، يتم ربط جانبى الشرخ جيدا بواسطة ألواح الصلب مع زيادة الصلب المقاوم للضغط بقطاع العمود من الخارج.



شكل رقم ١٧- نموذج لتدعيم أعمدة الدور الأرضى باستخدام ألواح الصلب

٥-٢- تدعيم الأساسات الشريطية:

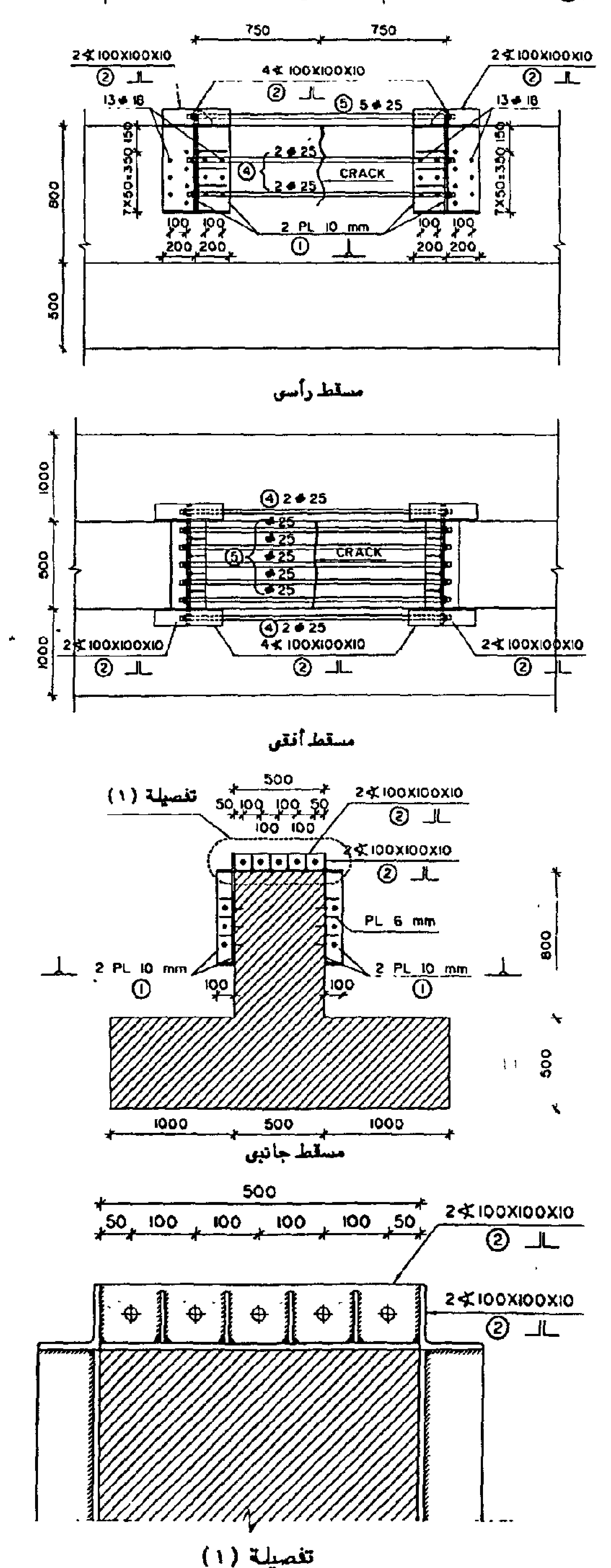
تم تقسيم العيوب الإنشائية فى الأساسات الشريطية إلى نوعين: الأول ويشمل تلك التى حدث بها شروخ متسعة فى أعلى القطاع الخرسانى للعصب وامتد حتى قرب الشفة السفلية للقطاع الخرسانى. والثانى يشمل تلك التى حدث بها شروخ بسيطة، أو من المتوقع حدوث شروخ بسيطة بها إذا استمرت حركة المبنى. هذا النوع الأخير تم تدعيمه باستخدام ألواح من الصلب قطاع ٠,٨ x ١٨ سم تم تثبيته بمسامير قطر١٦مم على كل من جانبى العصب الرأسى لجميع الأساسات الشريطية غرب الفاصل الإنشائى حيث امتد اللوح الصلب ليغطى حوالى٧٠% من الجزء الأوسط من البحر الخالص، صورة فوتوغرافية رقم(١).

أما النوع الأول من تدعيم الأساسات الشريطية المستخدمة فى المبنى موضوع الدراسة فقد روعى فى تصميمه ما يلى:

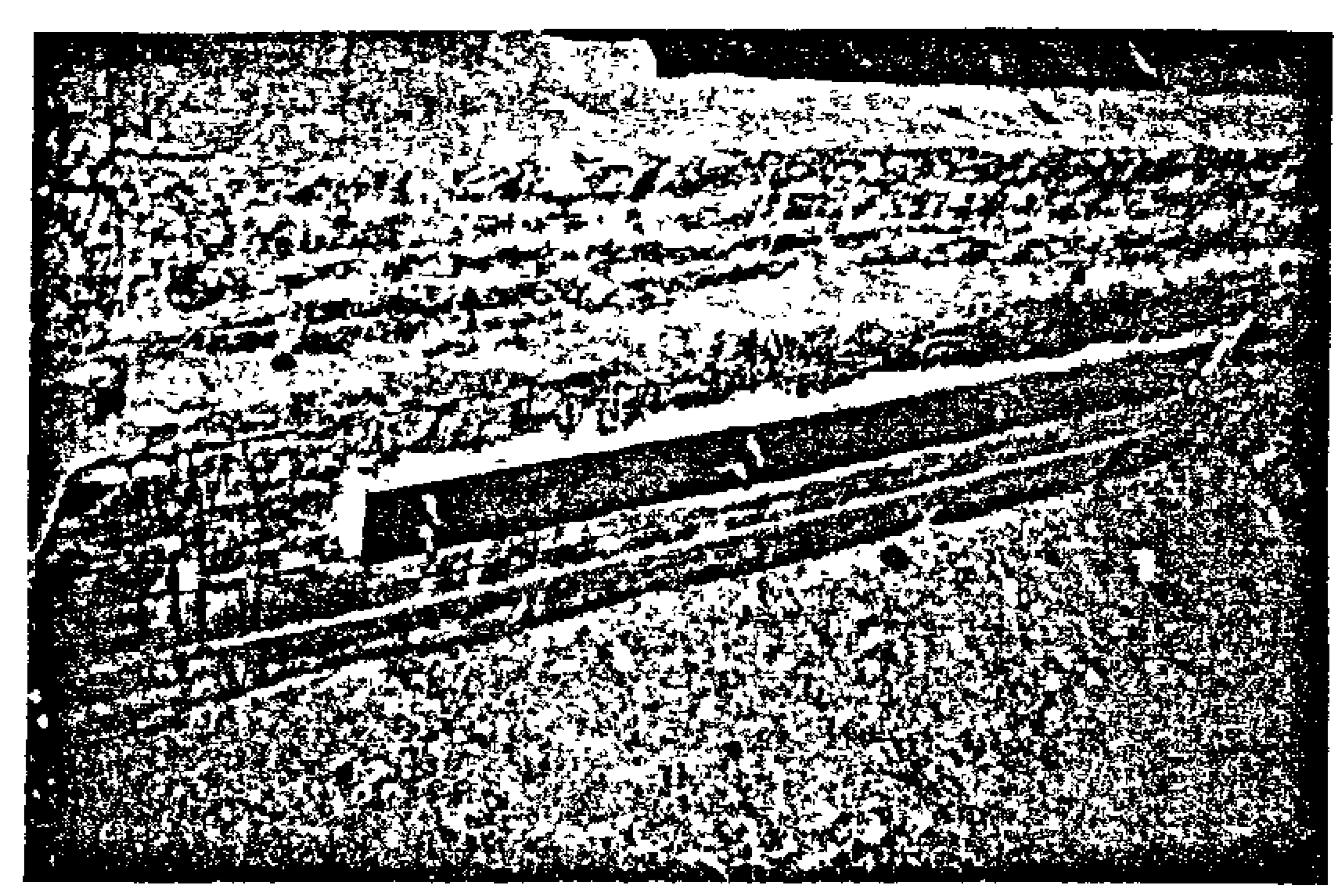
أ- أن حدوث شروخ متسعة فى العصب الرأسى للقطاع الخرسانى يدل على تعرض القطاع لعزوم عالية تولد عنها إجهادات شد فى السطح العلوى للعصب وبالتبعية إجهادات ضغط فى الشفة السفلية للقطاع الخرسانى.

ب- أن أعمال التدعيم لابد لها فى هذه الحالة من وظيفتين: الأولى تخفيف إجهادات الشد عند السطح العلوى للعصب وإجهادات الضغط عند الشفة السفلية للقطاع والحادثتين بالفعل نتيجة حركة المبنى كما أثبتته نتائج الرصد المساحى للمبنى. أما الوظيفة الثانية فهى بالطبع مقاومة أى عزوم إضافية قد تنتج نتيجة حركة إضافية للمبنى فى نفس اتجاه الحركة المرصودة خلال فترة متابعة المبنى.

وعليه فقد وجد أن أنسب طرق التدعيم فى هذه الحالة هى إحداث إجهاد مسبق على القطاع الخرسانى معاكس للإجهادات المراد تخفيفها أو المتوقع حدوثها. إلا أن ضيق المكان المتاح فى منطقة التدعيم وقلة الاعتمادات المالية للمشروع قد حالا دون إمكانية استخدام الطرق المعتادة لإحداث إجهاد مسبق على القطاع الخرسانى والتى تعتمد على كابلات الصلب عالية مقاومة الشد وماكينة الشد الخاصة بها. ولذا فقد اعتمد هنا فى ذلك على أسياخ صلب تسليح عالى المقاومة ٥٢\٣٦، قطر ٢٥ مم، وصواميل من الصلب يتم عن طريقها شد هذه الأسياخ والتأكيد على شدها لمدة شهر كامل قبل إجراء تجربة التحميل الثانية للمبنى ثم مرة كل أسبوع طوال فترة إجراء التجربة والتى سبق وصف مراحلها عاليه. ويوضح شكل (١٨)، والصورة الفوتوغرافية رقم (٢)، أسياخ الصلب قطر ٢٥ مم (٥ أسياخ على السطح العلوى للعصب وسيخين على كل من جانبى العصب بإجمالى ٧ أسياخ للعصب الواحد) المستخدمة فى إحداث الإجهاد المسبق، كما يبين الشكل تركيبة ألواح الصلب المثبتة فى القطاع الخرسانى على جانبى العصب باستخدام مسامير صلب قطر ١٦ مم.



شكل رقم ١٨- كروكى أعمال تدعيم الأساسات الشريطية المجاورة للفاصل الانشائى



صورة رقم ٢- تدعيم وتقوية العصب الرأسى للقواعد الخرسانية الشريطية باستخدام ألواح الصلب

بعد تنفيذ نظام التدعيم المقترح، تأكد من الرصد المساحى كفاءة نظام التدعيم المستخدم فى مقاومة حركة المبنى وتحقيق استقرارالمبنى أثناء تجربة التحميل الثانية (والتى تكافئ أحمالها الأحمال المتوقعة على المبنى عند تشغيله بكامل طاقته).

٦- الخلاصة:

من كل ما تقدم من معاينات ظاهرية ورصد مساحى لحركة المنشأ لفترة امتدت إلى حوالى عامين وربع العام، ومن دراسة جيوتقنية مكثفة لطبيعة التربة فى موقع المنشأ، ومن أعمال تدعيم للعناصر الإنشائية الحيوية بالمبنى خاصة أساساته الشريطية، ثم من تجارب تحميل للمبنى للتأكد من سلامته الإنشائية عند تشغيله بكامل طاقته التصميمية، فإنه يمكن استخلاص النقاط التالية:

١-أن عدم التجانس الموجود ببعض المواقع، والذى لا يتم اكتشافه ببرامج الإستكشاف المبدئى لتربة الموقع، يؤدى الى التوصية بنوع غير مناسب للأساسات الشىء الذى قد يؤدى إلى حدوث حركة غير متوقعة للمبنى.

٢-أنه يجب التأكد من استكشاف طبيعة التربة بجميع أطراف المبنى، كما يجب النظر جديا فى إعادة دراسة طبيعة التربة بالموقع إذا ما تم إعادة تخطيط وضع المنشآت بالموقع.

٣-أن تعجيل حدوث الهبوط للمبنى بعمل تجربة تحميل مبدئية استكشافية يساهم فى تقليل قيم هبوط المبنى بعد تدعيمه. ويمكن إتباع هذا الأسلوب فى حالة التأكد من توافر الجودة المناسبة للعناصر الإنشائية للمبنى.

٤-أن وجود الفاصل الإنشائى بالمبنى وعدم امتداده إلى الأساسات، قد حال دون مشاركة الكمرات المجاورة للفاصل الإنشائى بالأدوار المختلفة فى تحمل العزوم الناتجة عن حركة المبنى على أحد جانبى الفاصل فقط. هذا بالطبع أدى إلى أن تقوم الأساسات الشريطية المجاورة للفاصل بمقاومة تلك العزوم بمفردها، مما أدى إلى حدوث تلك الشروخ المتسعة بها بينما لم تحدث أى عيوب إنشائية تذكر فى كمرات الأدوار المختلفة التى تعلو تلك الأساسات الشريطية.

٥-أن المتابعة الدقيقة لحالة المبنى الإنشائية عن طريق المعاينات الظاهرية والرصد المساحى لحركة المبنى بهدف الوقوف على تصرف المبنى إنشائيا، ثم التدخل السريع تبعا لما تتطلبه الحالة الإنشائية، كلها خطوات مطلوبة فى دراسة أعمال التدعيم اللازمة لمبنى يثبت حدوث حركة به نتيجة مشاكل فى التربة التى تم التأسيس عليها.

٦-أنه فى حالات تأسيس المبنى على طبقات من الطين، وإن اختلفت تكويناته اختلافات بينة، كتلك الحالة المذكورة فى هذا البحث، فإنه يمكن بالتدخل المناسب المحافظة على سلامة المبنى إنشائيا، دون اللجوء إلى معالجة التربة أسفل منسوب التأسيس والذى يكون فى غالب الأحيان عالى التكلفة بدرجة قد يصبح إزالة المبنى ثم إعادة بنائه مع نوع مختلف من الأساسات أقل تكلفة من معالجة التربة دون إزالة المبنى.

٧-أن محاكاة طريقة التأثير بإجهاد مسبق على القواعد الشريطية المعيبة باستخدام أسياخ الصلب عالى المقاومة (حيث لم يمكن استخدام كابلات الصلب فائق المقاومة بسبب ضيق المكان اللازم لإتمام عملية الشد) قد أثبت الى حد كبير كفاءتها فى تدعيم المنشأ الذى تم دراسته فى هذا البحث فضلا عن مزاياها الإقتصادية الواضحة.

المراجـــــــع:

١. الكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية، ١٩٩٥ .

٢. الكود المصرى لتنفيذ أعمال التربة والأساسات ، ١٩٩٥ .

3. G. F. Sowers, "Introductory Soil Mechanics and Foundations: Foundation Engineering", Fourth Edition, Macmillan Publishing Co., Inc., 1979.
4. R. B. Peck, W. E. Hanson, T. H. Thornburn, "Foundation Engineering", 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc, 1974.
5. W. C. Teng, "Foundation Design", Prentice Hall, 1984,.
6. Tomlison, "Foundation Design and Construction", The Pitman Press, London, 1980.

التطور العمراني للخرطوم الكبرى خلال القرن العشرين وعلاقته بنماذج التركيب الوظيفي للمدينة الغربية

د . وفاء محمد عبد المنعم عامر*

مقدمـــة

أثمرت الدراسات المكثفة لتاريخ المدينة الغربية وتطورها – سواء من قبل الجغرافيين أو مخططى المدن أو علماء الإجتماع العديد من الأطروحات النظرية التى تفسر وتقنن :

أ- أنماط التركيب الداخلى للمدينة.

ب- ديناميكية التحولات أو التغيرات فى هذا التركيب.

هذه النظريات قد تم اختبارها على العديد من المدن الأوربية والأمريكية - أما المـــدينة الأفريقية فقد اقتصرت معظم الدراسات التى تعرضت لها على دراسات جغرافيه من وجهات نظر مختلفة سواء من وجهة نظر المكان والموضع والموقع والعلاقات الإقليمية أو من وجهة نظر مورفولوجيا المدينة من ناحية التركيب وتوزيع الوظائف . أيضا بعض الدراسات كانت قطاعية متخصصة (السكان – الهجرة – التركيب العرقى والقبلى ..).

أى أنه – وبشكل عام – فإن المدينة الأفريقية لم تتعرض لنوع من البحث الدقيق من حيث إرتباطها بالأيكولوجيا البشرية الغربية المختلفة – وإمكانية أن يكون لها نتيجة، لتميز الظروف الإجتماعية والإقتصادية، إطار نظرى خاص .

وتعتبر مدينة الخرطوم إحدى المدن الأفريقية– القليلة – الـــتى تعرضـــت لها دراسات سابقة من خلال هذا الإطار الـــنظرى وتكمـــن خصوصـــية مدينة الخرطوم فى عدة عناصر لعل أهمها :

عنصـــر الموقع شديد التميز على النيلين الأبيض والأزرق وما يفرضه ذلك من خصائص .

العنصـــر الـــثقافى : فمدينة الخرطوم الأفريقية . هى أيضا مدينة عربية ، ومدينة إسلامية . الأمر الذى يسبب نوعا من تـــراكم التأثيرات المختلفة وتفاعلها . ويبعد بها عن نمطية تأثير البعد الواحد.

وفى هـــذا الإطار - فإن البحث يهدف الى محاولة فهم طـــبيعة الـــنمو العمـــرانى للخرطوم الكبرى وتغير أنماط الـــتركيب الداخـــلى للمدينة خلال مراحل النمو المختلفة مع محاولـــة قيـــاس هـــذه الأنماط على النماذج التى طرحتها نظريات الأيكولوجيا البشرية .

١- الإطار النظرى للدراسة

يتعرض هذا الجزء من الدراسة للنظريات الأساسية التى تناولت التركيب الوظيفى للمدينة وتطوره وأهم القوىالمؤثرة على هذا التطور .

* كلية التخطيط الاقليمى والعمرانى – جامعة القاهرة

وبرغم تعدد النظريات التى حاولت تفسير التركيب الوظيفى للمديـــنة، إلا أنه لا توجد نظرية شاملة - متفق عليها - تقدم تفسيرا متكاملا. إلا أن اتجاه مدرسة شيكاغو Chicago School قـــد قـــدم مجموعة من النظريات مازالت - برغم الـــتطور فى مختـــلف مجالات الدراسات الحضرية - تعتبر أقرب التفسيرات لظاهرة المدينة.

ويمكن تلخيص أهم هذه النظريات فيما يلى:

١-١ نظرية الحلقات المركزية Concentric Zones Theory

* فى منتصف القرن التاسع عشر أشار ENGLE الى أن توزيـــع استعمالات الأراضى والسكان فى المدينة يتبع نمطا حلقيا Concentric Pattern يعتمد على الفصل بين الطبقات Class Segregation والتخصص فى استعمالات الأراضى Land Use Specialization وقـــد استعمل مدينة مانشستر Manchester كمثال .

* نشر هوارد HUAR فى بداية هذا القرن كتابه (أسس قيم الأراضـــى فى المديـــنة) وقد خلص فيه من واقع ملاحظاته لأنمـــاط الـــنمو فى المديـــنة الأمريكية والأوروبية إلى أن المدينة تمتد فى صورة دوائر حلقية Concentric ودرجات محوريـــة عـــلى طول طرق النقل. وحتى ذلك الوقت كان الاهتمام بتفسير موضوع النمو مازال محدودا[١]

* وبعـــد ذلـــك اثبت BURGESS,[2] ملاحظات كـــلا من ENGLES و HUARD الســـابقة باختـــبارها عـــلى مدينة شـــيكاغو Chicago ووضع نظريته التى أصبحت تعرف باســـم الفـــرض الحـــلقى Zonal Hypothesis فى الـــنمو العمـــرانى والتى تفترض أن المدينة تتخذ فى نموها - ما لم تواجـــه عوامـــل معوقة - شكل خمس حلقات . بحيث تمتد إشـــعاعيا مـــن مركـــزها لتكون سلسلة من المناطق الحلقية وأعتـــبر أن العمـــليات الايكولوجية التى تشكل المدينة هى عمليات الغزو invasion والتتابع succession ، وغالبا ما تتولد تلك القوى كنتيجة للزيادة السكانية أو النمو الاقتصادى والتحسن فى مستوى الدخل وغيرها . وبناء عليه يحاول كل نـــوع فى استعمالات الاراضى والفئات الاجتماعية أن يمتد إلى الحـــلقات الخارجيـــة بغزو الحلقة التالية لها. وقد حدد بيرجس خمسة مناطق:

أ - منطقة الأعمال المركزية C.B.D وهى قلب المدينة الإقتصادى، وتلتقى عندها طرق المواصلات وتتميز بأنها أقدم مناطق المدينة وفيها أكثر نشاطات المركز كثافة، حيث تتركز فيها وظائف إدارية وتجارية وثقافية. وهذه الأنشطة تتداخل مع بعضها فى المدن الصغرى، وتنفصل فى مناطق متخصصة داخل المنطقة المركزية فى المدن الكبرى[٣]. شكل رقم (١ - أ) .

ب - منطقة إنتقالية Transition Zone وتحيط هذه المنطقة بنواة المدينة وتتميز بتغير وتفاوت فىالاستعمالات، لذا أطلق عليها بيرجس BURGESS أسم المنطقة الانتقالية حيث تتعرض للتغير عند اتساع نطاق المنطقة أو الحلقة الأولى الأمر الذى يؤثر على ارتفاع قيمة أراضيها نسبيا وتتضمن منطقة صناعيـــة فى حزامها الداخلى Inner Belt تضم صناعات خفيفة وشركات تجارية كما تتضمن منطقة سكنية فى حزامهاالخارجى Outer Belt يضم أساسا الأحياء السكنية الفقيرة والمتهالكة.

جـــ - منطقة سكن العمال تلى المنطقة الانتقالية وأغلب سكانها من الذين يعملون فى الحى التجارى وسط المدينة .

د - منطقة إسكان الطبقة المتوسطة وتبعد حـــوالى (١٥ - ٢٠) دقيقة بالمواصلات العامة عن الحلقة الأولى C.B.D .

هـــ - منطقة المترددين بين السكن والعمل Commuter's Zone بعد المنطقة السابقة. وهى فى الغالب منطقة الضواحى Suburbs للطبقات المتوسطة والغنية وتتكون من حلقة من التجمعات العمرانية الصغيرة على شكل عدة أنوية مبعثرة تتوزع على امتداد خطوط المواصلات الطولية الرئيسية التى تخترق المدينة وتبعد هذه المنطقة عن الـــ C.B.D حوالى (٣٠ - ٦٠) دقيقة بالنقل العام .

وبشكل عام نستخلص ما يلى :

* اعتبر بيرجس BURGESS أن المدينة ذات مركز وحيد Single Center تضم سكانا غير متجانسين، ومناطق تجارية وصناعية مختلطة. وقد افترض أن النمط السكانى ونمط استعمالات الأراضى داخل كل دائرة من الدوائر الخمس السابقة هو محصلة لعملية المنافسة Competition التى يتوزع من خلالها سكان المدينة على رقعة الأرض التى تشغلها.

* لم يتناول بيرجس المدينة كبناء إستاتيكى ثابت، بل كعملية ديناميكية للنمو المستمر والناتج عن العمليات الأساسية المتعلقة بالحياة فى المدينة، ولما كان أكثر مظاهر التطور الحضرى وضوحا هو النمو العمرانى Physical Growth ، لذا نجد بيرجس BURGESS لا يهتم بالبناء الثابت حيث يؤكد على قضية التوسع المكانى أى النمو، وهى الفكرة الأساسية لتفسير أى مجتمع حضرى فى نظره(٤).

* اشارت هذه النظرية إلى العلاقة العكسية بين كل من سهول الوصول إلى قيم الأراضى والكثافات السكانية والمسافة من المركز، كما أكدت أن عملية الغزو Invasion هى المسئولة عن تغير الاستعملات(٥).

١-٢ نظرية القطاعات
Wedge Or Sector Theory

أختبر هوايت HOYT(6) نمط الإيجارات فى ١٤٢ مدينة أمريكية، وخرج من دراسته بأن التركيب الوظيفى لاستعمالات أراضى المـدينة يشكل نمطا قطاعيا Sectorial Pattern بدلا من الحلقى وتعتمد الفكرة أساسا على ما يلى:

- هناك قطاعات Sectors متميزة من استعمالات الأراضى يمكن أن تنمو من وسط المدينة إلى خارجها على امتداد طرق المواصلات.

- إن إنتشار المناطق السكنية بأنواعها المختلفة يخضع لعملية توزيع مستوى دخل الأفراد .

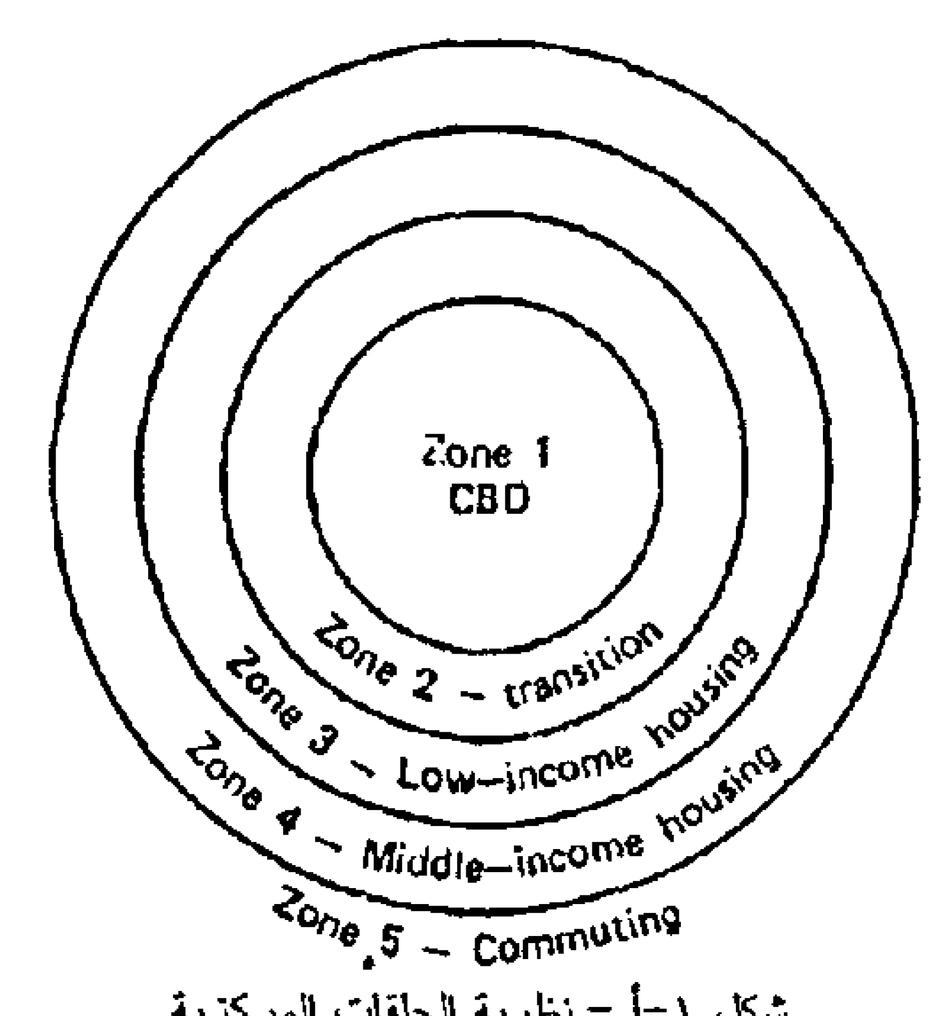
بناء على هذا فقد قسم هذه المناطق إلى ثلاث قطاعات للدخل المنخفض والمتوسط والمرتفع، وقطاع أخر أو منطقة تضم الأنشطة التجارية فى مركز المدينة واعتبر هوايت أن فئات مستوى الدخل المختلفة تميل إلى التواجد فى مناطق متخصصة، يمكن وصفها على شكل قطاعات Sectors لدائرة مركزها الـ C.B.D بحيث لو نما قطاع واحد فى المدينة كمنطقة إسكان منخفض أو متوسط أو مرتفع فإنه سوف يميل إلى الاحتفاظ بهذه الخاصية لمسافة طويلة خلال عملية الامتداد العمرانى للمدينة .

وقد وجد هوايت أن التركيب الداخلى للمدينة تحكمه الطرق التى تخرج من قلب المدينة باتجاه الأطراف. ويؤدى التباين فى إمكانية وسهولة الوصول Accessibility إلى تباين فى أسعار الأراضي Value Land ويؤثر ذلك بدوره على استعمالات الأراضي Land Uses فى القطاعات المختلفة للمدينة(٧) شكل (١ – ب) .

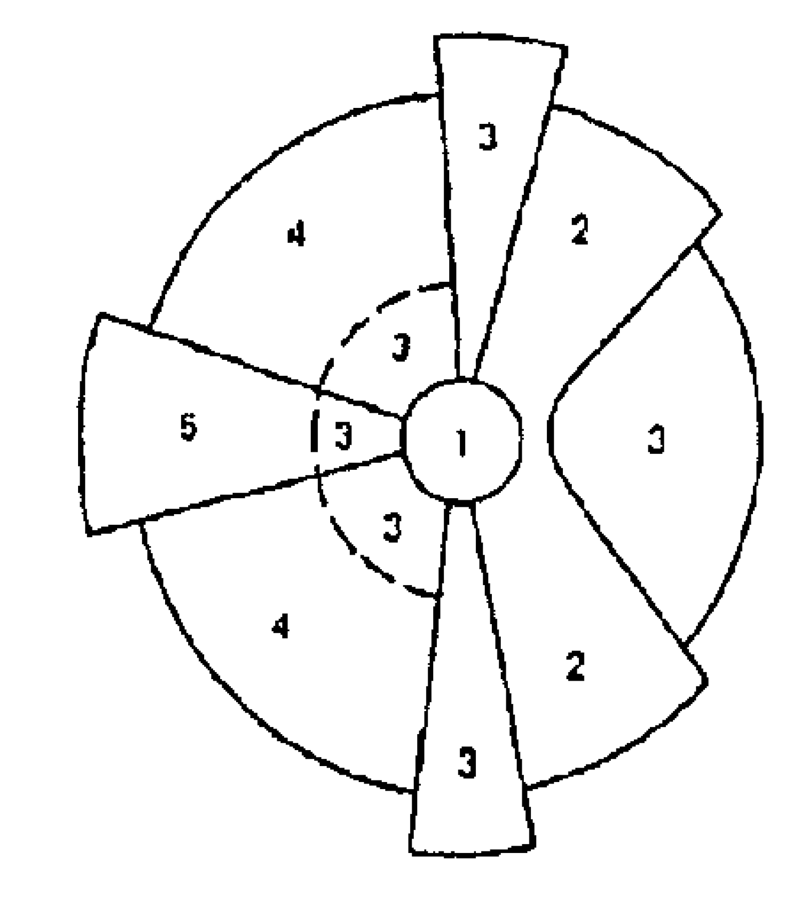
١-٣ نظرية الأنوية المتعددة
Multiple Nuclei Theory

اقترح ماكنزى MCKENZIE,R.D هذه النظرية بناء على ملاحظته لوجود سلسلة من النويات (المراكز) فى داخل المدن لا مجرد المركز الرئيسى المنفرد الذى بنيت على أساسه النظريتان السابقتان .

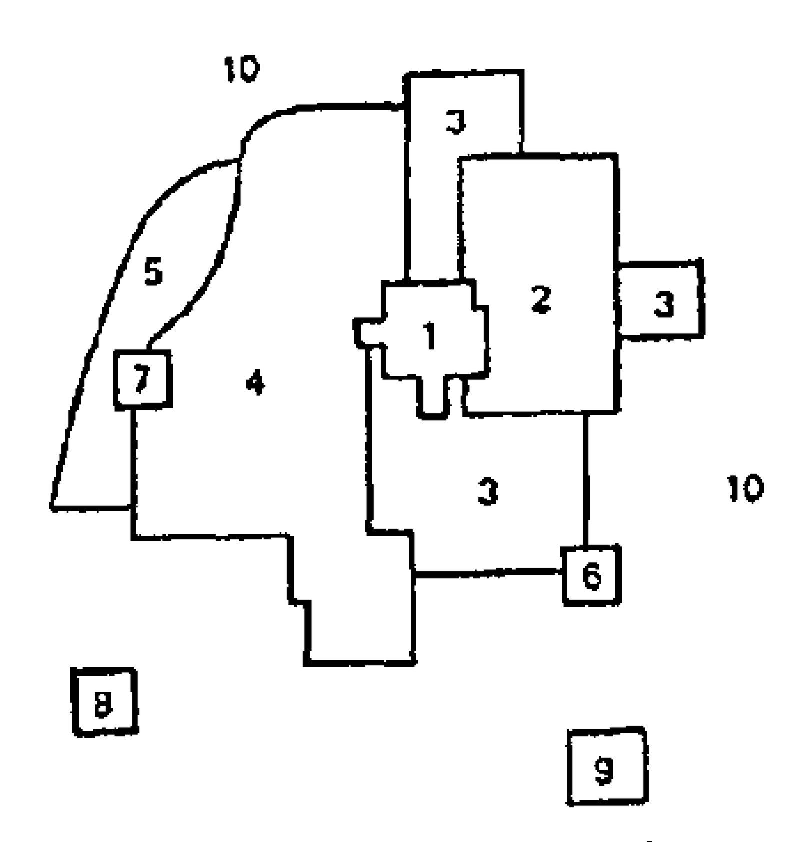
وعلى أساس هذه الفكرة بنى هاريس وأولمان HARRIS & ULL MAN نظرية الأنوية المتعددة التى تقوم على وجود عدد من الأنوية ذات الوظائف المختلفة توجه وتتحكم فى نمو وتركيب المدينة، حيث تنمو مختلف الاستعمالات حولها وتساعد كلا من الاستعمالات السكنية ونظام النقل الداخلى للمدينة على ربط تلك الأنوية مع بعضها، وقد بنى HARRIS & ULLMAN نظريتهما هذه على الوظيفة وتأقلمها مع الطبوغرافيا وطبيعة الاستعمالات الأخـرى الموجودة أو المتوقع وجـودها. شكل (١-ج)



شكل ١-أ – نظرية الحلقات المركزية



شكل ١- ب – نظرية القطاعات



شكل ١- جـ – نظرية الأنوية المتعددة

شكل رقم ١- نظريات التركيب الداخلى للمدينة

Source: Redrawn with Permission From Chauncy D. Harris Edward Kohn (eds), Readings in Urban Geography, University of Chicago Press, 281. Copyright (c) 1959 by The University of Chicago

وقد اعتبر أولمان أن سبب انفصال الأنوية يتمثل فى الأسباب التالية[٨]:

أ - تتطلب بعض الأنشطة خدمات وتسهيلات متخصصة Specialized Facilities

ب - تتجمع بعض الأنشطة نتيجة لاقتصاديات التجمع حيث تميل إلى التجاور الذى يفيدها فى اجتذاب أكبر قدر من العملاء.

ج - تتنافر بعض الأنشطة بسبب إعاقتها لبعضها البعض وعدم انسجامها.

د - لا تستطيع بعض الأنشطة تسديد كلفة أجرة الموقع المرغوب ، أى لا تتحمل دفع الأجرة المرتفعة بمعنى أن سعر الأرض يؤدى إلى جذب بعض الاستعمالات أو طردها مما يؤدى بدوره إلى خلق أنوية جديدة.

ويمكن اعتبار هذا النموذج تطويرا للنموذجين السابقين، مع ملاحظة مجموعة من النقاط الرئيسية :

- يتبنى هذا النموذج مفهوم التدرج الهرمى للأنشطة فى تركيب المدينة .
- يؤكد هذا النموذج على الدور الذى تلعبه المحددات والعناصر الطبيعية فى تشكيل المدن .
- لا يفسر هذا النموذج ديناميكيات نمو المدينة.
- ارتبطت هذه النظرية بالمدن الأميركية حيث أنماط شبكات الطرق المنتظمة وبالإضافة إلى النظريات الثلاثة السابقة الذكر، ظهرت نماذج أخرى - وإن كانت أقل انتشارا مثل النموذج الذى قدمه الونزو ALONSO تحت اسم (A theory of the Urban Land Market)، والذى يقوم على فكرة أولية وهى أن استعمالات الأراضى تتباين طبقا لأسعارها، وذلك على ضوء المسافة عن مركز المدينة.

وبشكل عام فإن جميع النماذج السابقة يمكن اجمالها فى اتجاه واحد يعتمد على تطبيق المفاهيم المشتقة من ايكولوجيا النبات والحيوان على دراسة المجتمع الإنسانى وتحليله، مع التركيز على مجتمع المدينة بصفة خاصة.

وتشترك النظريات الثلاثة السابقة فى عدة ملامح

أولا : بالرغم من خضوع هذه النظريات لعمليات مستمرة من التعديل والتطوير إلا أنها لم تتمكن من الوقوف فى وجه النقد الموجه لها باستمرار، خاصة من خلال فيرى (FIREY,W.1946) لذى أشار أن دراسات الأيكولوجيين

حول أنماط استعمالات الأراضى - كنتاج لعمليات شبه ثقافية Sub-Cultural غير مخططة - لم تكن بعيدة عن الواقع فحسب، بل شوهت أثار الثقافة والدوافع غير الاقتصادية بشكل عام. وفى دراسته عن بوسطن أكد أن أنماط استعمالات الأراضى قد نمت وتطورت نتيجة للإحتياجات الثقافية المبنية على نفسية المجتمع ورموزه الخاصة. وبقول أخر انتقد FIREY فى دراسات الأيكولوجيين تبسيطهم أو تسطيحهم الشديد للمشكلة،وأيضا استبعادهم للمتغيرات الثقافية والحضارية المعقدة[٩].

ثانيا: تم اختبار النماذج الثلاثة فى دراسات إحصائية متعددة بدون أى نتائـج حاسمـة، إلا أن نيلسون (NELSON.H.J.)[10] يعتبر أن النماذج الثلاثة لا تقدم رؤية واعية حقيقية لأى مدينة ولكن تبقى هذه النماذج أدوات هامة على المستوى النظرى فى تحليل التركيب الوظيفى للمدينة المعاصرة.

ثالثا: لكل من النظريات السابقة نصيب من الإيجابيات والسلبيات، أهمها:

أ - إن نظرية الحلقات المركزية Concentric Zone Theory ونظرية الأنوية المتعددة Multiple Nuclei Theory تقدمان تفسيرا للتركيب الوظيفى للمدينة يشمل كافة الإستعمالات فيها، فى حين كانت نظرية القطاعات Sector Theory ترمى أساسا لتفسير وتركيب ونمو المناطق السكنية.

ب - نظرية الحلقات المركزية ونظرية القطاعات، كلاهما يحدد شكل المدينة فى حين كانت نظرية الأنوية المتعددة تفسر تركيب المدينة بصورة علاقات وليس أشكالا ثابتة. أى أنه يمكن وبسهولة فى هذه النظرية اختلاف وضع الإستعمالات داخل كتلة المدينة .

ج - نظرية الحلقات المركزية ونظرية القطاعات تستخدمان لتفسير التغيرات التى تحدث فى التركيب الأساسى للإستعمالات على مر الزمن. فى حين أن نظرية الأنوية المتعددة تمثل لقطة فوتوغرافية للمدينة فى لحظة زمنية محددة.

د - رغم التبسيط المبالغ فيه والنقد المتعدد لهذه النظريات ، إلا أنها تصلح مجتمعه لتعطى صورة هامة لتفسير تركيب المدينة من الناحية الوظيفية.

١-٤ نظرية كولبى للتركيب الوظيفى
COLBY Theory for Functional Structure

أعتبر كولبى (COLBY..C.C)[11] أن التركيب الداخلى لأية مدينة هو نتيجة للتفاعل بين قوتين القوة الأولى تتمثل فى القوة الطاردة المركزية، وفيها تتبع القوى فى المركز بإتجاه الأطراف، ويعنى ذلك أن الوظائف تهاجر من المركز بإتجاه الخارج، أما الثانية فهى القوة الجاذبة المركزية، والتى تتجه للإحتفاظ ببعض الوظائف فى المركز، وتجذب وظائف أخرى من الأطراف إلى المركز.

كانت هذه الأراء نتيجة لدراسة قام بها كولبى عن ٢٢ مدينة (مدن أمريكية - كندية - بريطانية) استطاع من خلالها أن يحدد قوى الجذب إلى المنطقة المركزية، ورأى أنها تندرج تحت خمس مجموعات أساسية :

- جاذبية الموقع واللاندسكيب الطبيعى Natural Landscape أو عوامل الجذب الموضعية ويمكن أن ترتبط غالبا بنشأة المدينة وأسباب اختيار موضعها .
- الملاءمة الوظيفية Functional Convenience الناتجة عن تحقيق أكبر قدر من الإتصالية Accessibility.
- الجذب الوظيفى Functional Attraction وهو تعبير عن تفاعل الوظائف وترابطها .
- الشخصية الوظيفية Functional Characteristic
- الموازنة البشرية ٠٠٠ وتمثل التفضيل عند الإختيار.

أما القوى الطاردة المركزية Centrifugal force فإنه يمكن تصنيفها إلى مايلى:

- القوى المكانية Spatial forces وأهمها الإزدحام فى مركز المدينة.

- قوى الموقع Site Forces عيوب الإستخدام الشديد للمنطقة المركزية فى مقابل الكثافات المنخفضة لاستعمالات الأراضى على الأطراف .
- القوى الموضعية Situatlona Forces التخطيط والتصميم الغير مرضى للفراغات والوظائف فى المناطق المركزية.
- قوى النمو الاجتماعى Social Evolution Forcesتتمثل فى قيم الأراضى المرتفعة High Land Value والضرائب المرتفعة High Taxes واستحالة أو صعوبة النمو من المنطقة المركزية.

ويلاحظ أن كلا من القوة الجاذبة Centripetal Force والقوة الطاردة المركزية Centrifugal Force يعملان معا، وهناك قدر من التوازن بينهما، حيث يؤدى تفوق أحداهما على الأخرى إلى تحديد مسار النمو العمرانى والتركيب الوظيفى للمدينة.

١-٥ نظرية الحلقات المركزية العكسية
Inverse Concentric Zone Theory

ترتبط النظريات الثلاث الأولى بأنماط النمو العمرانى فى المدينة الغربية بوجه عام ، إلا أن هناك أنماطا مختلفة فى مدن العالم الثالث، وأكثر هذه الأنماط شهرة هى نظرية الحلقات المركزية العكسية Concentric Zone Inverse .Theory

وقد بلور SJOBERY,GIDRON,[12] المفهوم الجديد طبقا لهذه النظرية هو "أن المنطقة المركزية لوظائف المدينة تعمل كنطاق جذب وليس كنطاق طرد وأن المنطقة المركزية هى منطقة سكنية للصفوة والطبقات العليا بينما يعيش الفقراء على الأطراف" واعتبر أن الأسباب التى خلقت هذا النمو تتركز فى:

* سوء حالة الطرق والتأخر التكنولوجى لوسائل النقل مقارنة بالدول المتقدمة، إضافة إلى النقص الواضح فى كفاية وسائل وأنظمة المواصلات.
* الانخفاض الملحوظ فى مستوى المرافق والبنية الأساسية فى مناطق الضواحى بالمدن النامية.
* أن وظائف تلك المدن غالبا ما تكون إدارية وخدمية.

وتمثل هذه النظرية إضافة كبيرة لتفسير التركيب الوظيفى للمدن فى العالم الثالث، حيث تتطرق النظرية للعلاقة بين المستوى الاقتصادى أو مستوى التنمية وتركيب هيكل هذه المدينة كما تؤكد على وجود علاقة بين وظيفة المدينة وتركيبها الداخلى.

٢- نشأة ونمو مدينة الخرطوم الكبرى

بدأت الخرطوم كقرية صغيرة يسكنها الصيادون. وذلك بحكم موقعها الاستراتيجي عند ملتقى النيلين الأبيض والأزرق عندما جاء إلى جزيرة توتى جماعة من قبيلة المحسى وجعلوها مقرا لهم . وفى عام ١٦٩١م نزح الشيخ "أرباب العقائد" - وهو من قبيلة المحسى وقد تفقه فى الدين - إلى موقع الخرطوم الحالى. وبنى بيتا أقام به ثم شرع فى تدريس الفقه الإسلامى وتعاليم الإسلام فى مكان إقامته وبذلك جذب إلى تلك البقعة التى أقام فيها أعدادا كبيرة من قبيلة المحسى ومن غيرها، استقرت كلها معه فى تلك البقعة ومن هنا ظهرت إلى حيز الوجود القرية التى صارت "الخرطوم" فيما بعد[١٣].

وفى الوقت الذى عبر فريق من سكان جزيرة توتى النيل الأزرق إلى مقر الشيخ أرباب عبروه آخرون إلى جهات أخرى فى الشمال بحثا عن الأراضى الصالحة للزراعة وهناك أسسوا الحيين المعروفين الآن فى الخرطوم بحرى وهما، "حلة حمد"، و"حلة خوجلى" ولم تكن أم درمان قد نشأت بعد .

وفى عام ١٨٢٠ غزت القوات التركية- بقيادة إسماعيل باشا- الخرطوم، وتمكن هذا القائد من بسط نفوذه وسلطاته على أراضى شمال الخرطوم وأقاليمها، وعين محمد عثمان باشا أول حاكم عام للسودان واختار هذا الحاكم الخرطوم لتكون عاصمة لحكومته فى عام ١٨٢٥، ومن هذا التاريخ

١٨٢٥ وإلى عام ١٨٨٠ أخذت العاصمة فى النمو والاتساع حيث صارت قلبا تجاريا واداريا للبلاد كلها ، أما أم درمان والخرطوم بحرى فقد ظلتا كما هما قريتين زراعيتين.

وقد تم إعلان الخرطوم عاصمة للبلاد فى عام ١٨٣٠م. وصاحب هذا الإعلان توسعا فى الأنشطة الاقتصادية والاجتماعية والتجارية. وبعد مقتل جوردون باشا وسقوط الخرطوم على يد المهدى تحولت عاصمة البلاد إلى مدينة أم درمان على الجانب الغربى لنهر النيل والتى يفصلها عن مدينة الخرطوم جسر النيل الأبيض. ومع اهتمام المهدى ببناء العاصمة الجديدة بدأت الخرطوم فى التدهور الذى أستمر حتى سقوط الدولة المهدية مع دخول كتشنر. ووضعت إدارة الحكم الثنائى (المصرى - الإنجليزى) خطة لإعادة بناء الخرطوم والتى بدأت فى الازدهار مع بدايات سنة ١٩٠٤(١٤).

أما مدينة الخرطوم بحرى والتى نشأت بعد دخول الإنجليز فى عام ١٨٩٩ فقد قامت على الضفة الشمالية للنيل الأزرق كامتداد لأول مركز صناعى فى السودان جيث قامت فيها بعض الصناعات التحويلية .

وتتصل مدن العاصمة المثلثة (الخرطوم - الخرطوم بحرى - أم درمان) بعدد من الجسور وشبكات المواصلات - وتشكل المدن الثلاث وحدة ادارية متكاملة يشار إليها بمدينة الخرطوم الكبرى Greater Khartoum.

٣- النمو السكانى للخرطوم الكبرى

يشير تتبع النمو السكانى للعاصمة المثلثة منذ استقلال البلاد فى أول عام ١٩٥٦، الى أنه خلال حوالى سبع وعشرين سنة قد زاد عدد السكان من ربع مليون إلى مليون ونصف المليون بمعنى أن عدد السكان يتضاعف كل عشر سنوات تقريبا. وهذا معدل بالغ الارتفاع خاصة إذا أخذنا فى الاعتبار الموارد المتاحة للتخطيط والإدارة والتمويل .

وترجع هذه الزيادة لسكان العاصمة بصفة كبيرة للهجرة الداخلية التى أسهمت فى خلال الثمانية عشر من الأعوام ٥٥ – ١٩٧٣ بـــ ٦٣,٥% من الزيادة . وهى تزيد من مشكلات العاصمة وتقلل من فرص الأقاليم للنمو. وتخلفت باقى المناطق بمديرية الخرطوم عن النمو وظلت تدور حول عدد ثابت يبلغ ربع مليون نسمة منذ عام ١٩٥٥ مما يشير إلى معدل نزوح عال عنها غالبا للخرطوم الكبرى، أى أن مهمة استيعاب الزيادة السكانية تقع على عاتق العاصمة وتنحصر فيها .

أما مدينة الخرطوم بحرى فقد ظلت منذ الاستقلال تحتفظ بعدد سكان يقارب فى متوسطه نصف عدد سكان أى من المدينتين الأخريين وكانت أم درمان غالبا أكبر الثلاثة ولكن الخرطوم – بطبيعة الحال - كانت تستقبل دوما أعدادا كبيرة من النازحين .

وقد تضافرت عوامل عديدة - من ضعف الإمكانيات على مستوى الأفراد والحكومة إلى عدم دقة تقدير الاحتياجات السكنية فى خطة "دوكسيادس" Doxiadis ١٩٦١-١٩٩٠، إلى العجز عن تنفيذ الجزء الأول من خطة "ميفيت" Mefit ١٩٧٥-١٩٩٠، والتى كانت ترمى إلى إقامة ٢٠,٠٠٠ وحدة سكنية - تضافرت هذه العوامل ليرتفع عدد المواطنين الذين تأويهم مناطق السكن العشوائى إلى ٦٠٠,٠٠٠ نسمة أى ٤٠% من مجموع سكان الخرطوم الكبرى(١٥).

وقد بلغ عدد سكان السودان فى ١٩٩٠ نحو ٣,٥ مليون نسمة ، أو نحو ١٨% من جملة سكان الدولة فى ذلك التاريخ ، بينما كان عدد سكان المدينة نحو ٨١ ألف نسمة فى عام ١٩٠٤(١٦)، وهو ما يمثل نحو ٤% فقط من سكان السودان، وفى عام ١٩٢٢ بلغ عددهم ٦٠ ألف نسمة، ارتفع إلى ١,٨ مليون نسمة فى عام ١٩٨٣، أو نحو٩% من جملة سكان الدولة، وهو العام السابق لحدوث الجفاف والمجاعة، وبعد أقل من سبع سنوات تضاعف الرقم إلى نحو ٣,٥ مليون نسمة، وذلك كما يوضح جدول(١) وشكل رقم (٢) .

جدول ١- تطور عدد سكان مدينة الخرطوم الكبرى ونصيبها من سكان السودان ١٩٠٤-١٩٩٠

العام	١٩٠٤	١٩٥٦	١٩٧١	١٩٨٣	١٩٩٠
العدد	٨١٠٠٠	٢٥٠٠٠٠	٧٠٠٠٠٠	١٨٠٠٠٠٠	٣٥٠٠٠٠٠
%	٤,٠	٤,٩	٢,٥	٩,٠	١٨,٠

Davies, H. R. , J. , Population Change in the Capital Region, in : Abu Sin , M., E., and Davies, H., R., J., eds., The future of Sudan s Capital Region, Khartoum University press, Khartoum , 1990, P. 132 .

شكل ٢- تطور سكان مدينة الخرطوم الكبرى ١٩٠٤ - ١٩٩٠. المصدر: احمد عبد العال - الهيمنة الحضرية لمدينة الخرطوم الكبرى - سنة ١٩٩٨

٣-١- مكونات النمو السكانى بمدينة الخرطوم الكبرى

تتلخص مكونات النمو السكانى بمدينة الخرطوم الكبرى خلال العقدين الأخيرين فى:

أ - الزيادة الطبيعية

تلعب الزيادة الطبيعية دورا هاما فى معدلات النمو الحضرى خاصة بعد أن شهدت بعض المناطق الحضرية انخفاضا فى معدلات الوفيات واستمرارا لمعدلات المواليد على مستوياتها العالية. وتكشف بيانات الجدول رقم (٢) انخفاضا لمعدلات الوفيات فى التجمعات الحضرية بالسودان مقارنة بمعدلات المناطق الريفية والبدوية والتى لا تقل معدلاتها عن ١٨ فى الألف كما جاء فى تقديرات التعداد السكانى لعام ١٩٧٣م.

ويتضح من معدلات المواليد بالجدول رقم (٢) أن مدينة الخرطوم الكبرى تتميز بارتفاع معدلات الخصوبة حيث يبلغ معدل المواليد الخام ٤٠ فى الألف تقريبا. ويعتبر هذا المعدل من أعلى المعدلات فى المراكز الحضرية مقارنة بكثير من المراكز الحضرية فى الدول النامية.

وقد أدى انخفاض معدلات الوفيات وارتفاع معدلات المواليد بمدينة الخرطوم الكبرى إلى ارتفاع معدلات الزيادة

جدول رقم ٢- معدل المواليد والوفيات الخام ومعدلات الزيادة الطبيعية (فى الألف) فى بعض المراكز الحضرية

نوعية المراكز الحضرية	مسح المدن فى ١٩٦٤/١٩٦٦م			التعداد السكانى لعام ١٩٧٣م		
	معدل المواليد الخام (لكل ألف)	معدل الوفيات الخام (لكل ألف)	معدل الزيادة الطبيعية (لكل ألف)	معدل المواليد الخام (لكل ألف)	معدل الوفيات الخام (لكل ألف)	معدل الزيادة الطبيعية (لكل ألف)
مدينة الخرطوم الكبرى	٤٠	٨	٣٢	٤١	٧	٣٤
المراكز الحضرية الكبيرة الأخرى	٣٨	١٠	٢٨	٤٥	٩	٣٦
المراكز الحضرية الصغرى	٤١	١٢	٢٩	٤٨	١١	٣٧

SOURCE :Department of statistics, Republic of the Sudan, population and Housing, Survey 1964/66, Khartoum, 1968 .

الطبيعية والتى بلغت أكثر من ٣ بالمائة. ويعتبر هذا المعدل من أعلى المعدلات فى العالم[١٧]

فى بداية النصف الثانى لهذا القرن بدأت تيارات الهجرة من الريف إلى المدن (وخاصة لمدينة الخرطوم الكبرى) فى ازدياد مستمر نتيجة لانخفاض الدخل فى المناطق الريفية وإهمال الأراضى الزراعية وانخفاض إنتاجيتها حتى أصبحت الهجرة الداخلية تشكل عاملا رئيسيا فى نمو المراكز الحضرية. كما بدأ نمط الهجرة من الريف للحضر فى السودان يتغير حيث ظهرت تيارات الهجرة الأسرية بقصد العمل فى الصناعات التحويلية بمنطقة الخرطوم بحرى وفى أعمال التشييد والبناء وبعض الخدمات الأخرى كقطاعات النقل والمواصلات. وفى السنوات الأخيرة زادت الهجرات الجماعية للعاصمة المثلثة نتيجة للتصحر والجفاف الذى أصاب عددا من المناطق الريفية فى مديريات دارفور وكردفان بغرب السودان وبعض مناطق شرق السودان.

ويشير تحليل الهجرة الداخلية من واقع بيانات التعددات السكانية إلى أن هنالك تطورا فى حركة الهجرة الداخلية

(وخاصة الهجرة من الريف إلى المدن). وقد استأثرت مديرية الخرطوم بنصيب كبير من الهجرة الوافدة نحو المدن خلال التعدادين الأول والثانى، فارتفع نصيب مديرية الخرطوم من تلك الهجرات من ٢٥ بالمائة فى عام ١٩٥٦م إلى ٣٠ بالمائة فىعام ١٩٧٣م. كما كشفت بيانات التعداد السكانى لعام ١٩٧٣م عن زيادة هائلة فى نسبة الهجرة من الريف إلى الحضر فبلغت نسبتها ٥٧% من مجموع تيارات الهجرة الداخلية مقارنة بـــ ٢٥ بالمائة فى سنة ١٩٦٥م . وقد اتجه أكثر من ٣٠ بالمائة من هؤلاء المهاجرين (هجرة الريفيين) لمدينة الخرطوم الكبرى.

ب - الهجرة الخارجية (الوافدة)

ولابد من الإشارة فى هذا الصدد لتأثيرات هجرة اللاجئين السياسيين والمتأثرين بالمجاعة والجفاف (من الدول الأفريقية المجاورة) على معدلات النمو السكانى لمدينة الخرطوم الكبرى وبعض عواصم الأقاليم والمديريات المختلفة. وخلال العقدين الأخيرين نزحت أعداد كبيرة من أسر اللاجئين كالإرتريين والأثيوبيين والتشاديين والأوغنديين وغيرهم للعاصمة المثلثة وضواحيها، مما زاد من معدلات النمو السكانى . وتقدر وزارة الداخلية السودانية أعداد اللاجئين المقيمين بمناطق السودان المختلفة بأكثر من مليون لاجئ.

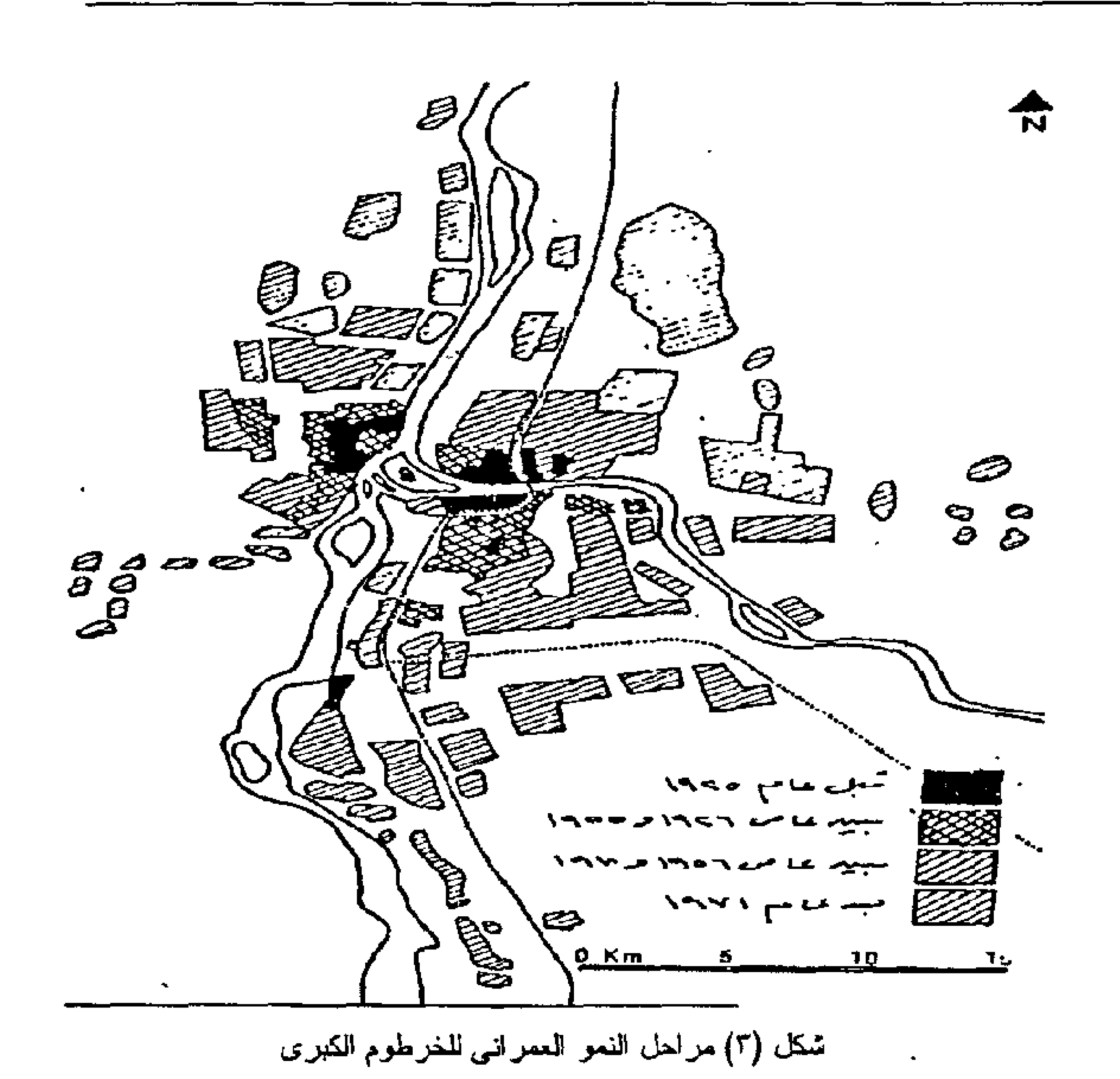
٤- مراحل النمو العمرانى للخرطوم الكبرى

يمكن إجمال مراحل نمو الخرطوم الكبرى فى خمسة مراحل أساسية شكل (٣).

٤-١ المرحلة الأولى (الفترة من ١٨٩٨ - ١٩١٤)

وهى المرحلة التى تلت استعادة الخرطوم لدورها كعاصمة للسودان بعد عبور كتشنر النيل من أم درمان للخرطوم ورفع العلمين المصري والإنجليزي كبداية فترة الحكم العثمانى.

وضع كتشنر تخطيط للعاصمة لإحيائها - فى محاولة



شكل (٣) مراحل النمو العمرانى للخرطوم الكبرى

Source: Observatoire Urbain du Caire Contemporaire CEDEJ, 1987

لإنشاء مدينة على النـــمط الأوربى - وكـــانت فكـــرة هذا التخطيط تقوم على تقسيم المدينة إلى القطاعات التالية:

- **قطاع المصالح الحكومية:** أو مبانى الدولة ومساكن موظفيها، ويمتد شرقا وغربا على الجانب الأيسر من النيل الأزرق .

- **القطاع التجارى:** ويبدأ من جنوب قطاع المصالح الحكومية (شارع الجامعة حاليا) ليمتد غربا إلى المسجد الكبير وشرقا إلى شارع فيكتوريا القديم (القصر حاليا) وينتهى جنوبا عند بداية السوق العربى.

- **السوق العربى:** وهو السوق الوطنى ومازال، حتى الآن، يمثل مركز التجارة والمال فى السودان ويلى القطاع التجارى جنوبا.

- **القطاع الصناعى:** وهو مكان تجمع الصناعات الخفيفة كالنجارة والحدادة ويقع غرب القطاع التجارى.

- **الأحياء السكنية:** وقد قسمت إلى ثلاث درجات هى: الأولى والثانية والثالثة. وحددت لكل درجة مواصفات خاصة. وتقع فى القطاع الشرقى والغربى والجنوبى وتحيط بالقطاعات السابقة .

– وكان امتداد الخرطوم ينتهى بخط الاستحكام القديم الذى كان يحيط بها فى خط دائرى، وبلغ طولها شرقا وغربا نحو ميلين - وعرضها جنوبا وشمالا نحو ميل واحد، وبلغت مساحتها ٦,٢٥ ميل مربع فى ١٩١٣[١٨].

وقد قسم كتشنر الخرطوم إلى قسمين كبيرين يفصل بينهما شارع عرضه حوالى ٦٠ متر تقريبا (شارع فيكتوريا). وقد خصص معظم القسم الشرقى للسكن ، بينما كان القسم الغربى للنشاط المالى والحكومى.

ومع افتتاح كوبرى النيل الأزرق (سنة ١٩١٠) تزايد النمو العمرانى لأم درمان واستوعبت عددا كبيرا من العمال الذين كانوا يسكنون فى الخرطوم بحرى وأم درمان. وقد واجهت عملية إعادة بنائها الكثير من المشكلات والتى ترتب عليها نشأة أحياء غير منظمة وأكواخ طينية إلى غير ذلك من المشكلات. أما الخرطوم بحرى، فبعد الفتح الثانى أنتهي خط السكة الحديدية القادم من الشمال من حلفا عندها، وظلت محطة السكة الحديدية بها حتى تم افتتاح كوبرى النيل الأزرق ومد الخط عبره إلى الخرطوم وما بعدها. ولذا نشأت الخرطوم بحرى الحالية حول هذه المحطة [١٩] ومع افتتاح كوبرى النيل الأزرق (١٩٠٩) تزايدت معدلات النمو العمرانى لتتضاعف مساحة الكتلة العمرانية من ٧١٤ فدان فى أواخر القرن التاسع عشر إلى أكثر من ١٥٠٠ فدان خلال هذه الفترة (١٨٩٨ - ١٩١٤).

وقد شهدت الخرطوم بحري ازدهارا ونموا عمرانيا خلال هذه الفترة، خاصة مع الاهتمام بربطها بمدينة الخرطوم عبر كوبرى النيل الأزرق والذى يحمل خط السكة الحديد وخط الترام.

وبينما اعتبرت مدينة الخرطوم مركزا للإدارة الأجنبية – خلال هذه الفترة – واستمرت مدينة أم درمان فى اجتذاب النازحين من الريف والذين تكدسوا فى مساكن طينية أقرب للأكواخ، فإن مدينة الخرطوم بحرى شكلت قطاعا سكنيا وطنيا شبيها بمنطقة السكن الوطنية التى خططت جنوب الخرطوم.

٤-٢- المرحلة الثانية (الفترة من ١٩١٤ حتى ١٩٣٩)

لم يحدث خلال هذه الفترة امتدادات عمرانية جديدة إلا بعد إنشاء كوبرى النيل الأبيض سنة ١٩٢٨. وأقتصر النمو العمرانى على ملء الجيوب والأراضى الفضاء الموجودة داخل الكتلة السكنية.

وتركز التعمير – فى تلك المرحلة – على إعادة بناء منطقة الخرطوم القديمة (القسم الغربى من المدينة فى ذلك الوقت) والتى تعتبر قلب الخرطوم حيث تضم منطقة السوق والحى التجارى ومعظم الشركات والجامع العتيق وبعض مكاتب الإدارات الحكومية.

وإلى الجنوب الغربى من منطقة الخرطوم القديمة كانت تمتد منطقة "الخرطوم الجديدة" والتى كانت تضم ثكنات عسكرية ومساكن للجنود وبعض الموظفين المصريين – هذه المنطقة كانت قد تعرضت للتدمير عند زحف المهدى – وتحولت إلى خرائب وأراضى فضاء – أما خلال هذه المرحلة من مراحل نمو المدينة (وفى عام ١٩٢١) فقد تم إنشاء مشروعات لإسكان موظفى الحكومة بها – الأمر الذى يشير إلى أنه خلال عملية ملء الفراغات داخل الكتلة العمرانية للمدينة قد حدث نوع من إحلال الاستعمالات وإزاحة للتكنات إلى الخارج أو الأطراف .

أما فى أم درمان فقد كان لإنشاء كوبرى النيل الأبيض الواصل بينها وبين الخرطوم أثر كبير فى تشجيع النمو العمرانى فى اتجاه الكوبرى سواء بالنسبة للخرطوم أو لأم درمان ووصلت مساحة الكتلة العمرانية إلى حوالى ٤٢٠٠ فدان.

أما بالنسبة للخرطوم بحرى فقد استمرت فى الامتداد تجاه محطة السكة الحديدية شرقا والتى شكلت هى وخط السكة الحديد قاطعا عمرانيا حال دون استمرار النمو بعده[٢٠]، وخلال هذه المرحلة تزايدت مساحتها لتصل إلى أكثر من ٢٠٠٠ فدان.

٤-٣- المرحلة الثالثة (الفترة من ١٩٣٩ حتى ١٩٥٦)

شهدت العاصمة بعد الحرب العالمية الثانية نموا سكانيا وعمرانيا كبيرا ارتبط بالمشروعات الصناعية الجديدة فى الخرطوم والخرطوم بحرى وبالنسبة لمدينة الخرطوم فقد امتدت عمرانيا فى جميع الاتجاهات وتخطت خط السكة الحديد جنوبا حيث نشأت منطقة سكنية كبيرة. وكانت سمة هذا النمو الاساسية هى تسارع النمو فى محور شمالى – جنوبى بدرجة أكبر من المحور الشرقى – الغربى القديم[٢١] لتصل مساحتها إلى حوالى ٩٠٠٠ فدان.

أما أم درمان فلم يظهر لها امتدادات عمرانية جديدة خلال هذه الفترة واقتصر النمو فيها على النمو الداخلى داخل حدودها الإدارية. وهو نفس نمط النمو الذى اتخذته الخرطوم بحرى حيث اقتصر النمو على ملء الفراغات وظلت الكتلة العمرانية ثابتة تقريبا باستثناء نشأة نواة المنطقة الصناعية شرق خط السكة الحديدية .

وتعتبر السمة الأساسية من سمات هذه المرحلة هى بداية الاتجاه نحو اعتبار ثلاثية الخرطوم العاصمة، الخرطوم بحرى، وأم درمان هى وحدة متكاملة تمثل عاصمة السودان.

٤-٤- المرحلة الرابعة (الفترة من ١٩٥٦ حتى ١٩٧٠)

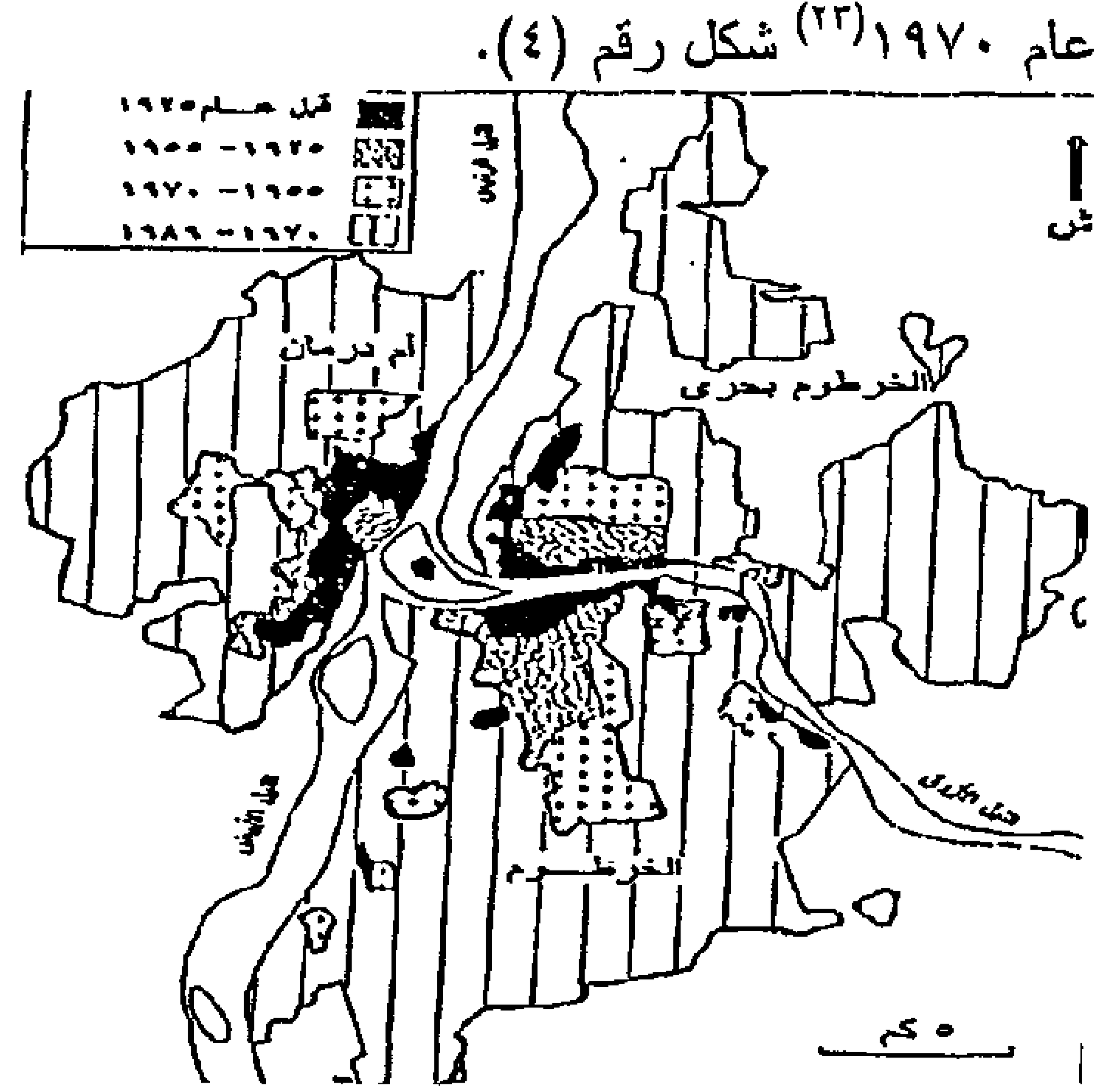
خلال هذه الفترة بدأت العاصمة الثلاثية فى التكامل لتنمو وتزدهر كمدينة واحدة . وأسهم فى هذا التكامل إنشاء كوبرى شمبات على النيل الرئيسى ليصل بين أم درمان والخرطـــــوم بحرى[٢٢] كما تمت إضافة امتدادات عمرانية جديدة سواء داخل الكتلة أو خارجها وذلك فى الاتجاه الجنوبى بالنسبة للخرطوم وتجاه الشمال والغرب بالنسبة لأم درمان وتجاه الشرق والشمال بالنسبة للخرطوم بحرى.

وتعتبر أهم سمات النمو العمرانى للعاصمة خلال هذه المرحلة، هى الامتداد الجنوبىّ المتزايد للخرطوم، وبدء ظهور مناطق الضواحى ومناطق الامتداد الجديدة لاستيعاب الزيادة السكانية المتسارعة.

٤-٥- المرحلة الخامسة (الفترة من ١٩٧٠ وحتى أواخر القرن العشرن)

نتيجة للهجرة المطردة من المناطق الريفية ، والمدن الصغرى والمتوسطة والزيادة الطبيعية للسكان، فقد تضخمت العاصمة السودانية .وتعرضت لمشكلات المدن الكبرى المضغوطة بالانفجار السكانى حيث بلغ مجموع مساحة المدن الثلاث فى ١٩٨٤ حوالى ١٧ ألف فدان .

وقد أدى كل من غياب التخطيط الشامل من ناحية، والأخطار البيئية التى تعرض لها السودان خلال السنوات السابقة، كالتصحر والجفاف والسيول والفيضانات والمجاعة وما أعقبها كلها من تحركات سكانية عبر أجزاء السودان المختلفة - خاصة من المناطق المتأثرة إلى المدن الكبرى وعلى رأسها الخرطوم الكبرى - من ناحية أخرى، إلى ظهور مناطق السكن العشوائى ونموها بدرجة كبيرة لدرجة أنها قد شغلت معظم المساحات حديثة التخطيط المخصصة لخطط الإسكان ، حتى أن كل تضاعف لعدد سكان الحضر كان يصحبه تضاعف مماثل فى مساحات السكن العشوائى، التى تشغل نحو ٥٣% من مساحة المناطق المخططة، ويكفى للتدليل على هذا الأمر أن نمو المدن الثلاث فى الفترة ١٩٧٠ - ١٩٨٩ كان يفوق نموها منذ إنشائها وحتى عام ١٩٧٠[٢٣] شكل رقم (٤).



شكل رقم ٤ – تطور المدن الثلاث ٢٤ - ١٩٨٨.

Davies, H., R., J., Population Change in the Capital Region, in : Abu

138.

وشكلت المناطق العشوائية ما يشبه الحلقة غير المكتملة حول مدينة الخرطوم الكبرى فى حوالى تسعين منطقة، شكل (٥)، تضم عدة أنماط من أنماط السكن العشوائى يمكن تصنيفها كما يلى:

١ - مناطق "فلاته" (كما تطلق العامة على ذوى الأصل النيجيرى) بالدرجة الرابعة بمدينة الخرطوم، وهى مناطق بدأها فى الثلاثينات مهاجرون من غرب أفريقيا وظلت قائمة بعد نفاذ مدتها القانونية ومن سماتها النقص الحاد فى الخدمات الأساسية والازدحام والنسبة العالية للجنح وبعض الجرائم.

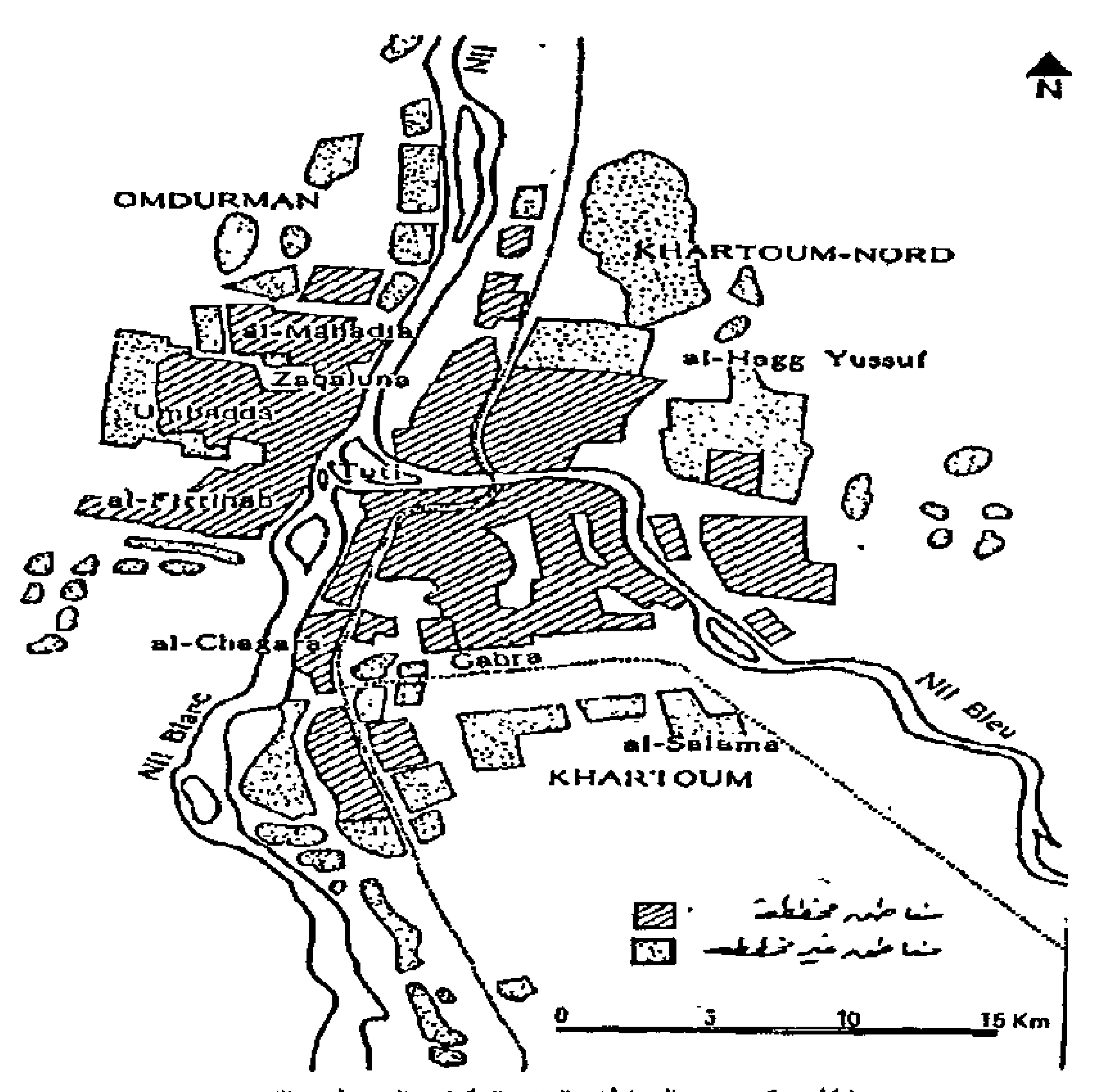
٢ - قرى "الكرتون" (أى الورق المقوى) فى الخرطوم بحرى وفى الحزام الأخضر جنوب الخرطوم. كانت منطقة الصافية بالخرطوم بحرى أول مستقبل لهذه الأحياء فى بداية الستينات. وقد شجع قيام هذه الأحياء السياسيون فى سعيهم لجذب الناخبين وكسب الأصوات وعليه توافد سكانها، سودانيين وأحيانا غير سودانيين، وتركزوا فى مجموعات قبلية واضحة. فى عام ١٩٦٩ تم استيعاب ١٦,٠٠٠ (ستة عشر الفا) منهم فى الفى قطعة سكنية بمنطقة الحاج يوسف وهى من مناطق الدرجة الرابعة وبحلول عام ١٩٧٦ كان العدد قد شارف ٣٦,٠٠٠ (ستة وثلاثين الفا).

٣ - امتدادات أطراف المدينة مثل جبرة جنوب الخرطوم وأمبدة بأم درمان وحـلة كوكو بالخرطوم بحرى وهى امتدادات طبيعية خـلقها فائض السكان من المدن الثلاث.

٤ - المبانى التلقائية غير القانونية كما فى سوبا جنوب الخرطوم بحرى والمبانى فى هذه الأحياء أعلى مستوى منها فى المناطق الأخرى، وذلك أولا لقدرة المشترين المادية وثانيا لتوقعهم تدخلا أقل من جانب السلطات فى المستقبل .

٥ - السكن العشوائى داخل المستوطنات القائمة كما فى "زقلونة" وفى الحارات غير المخططة بامبدة .

٦ - السكن التلقائى الناجم عن اعادة تخطيط القرى والاحياء التلقائية[٢٤].



شكل رقم ٥ – المناطق العشوائية فى الخرطوم الكبرى
Source : Observatoire Urbain du Caire Contemporaire, CEDEJ, 1987.

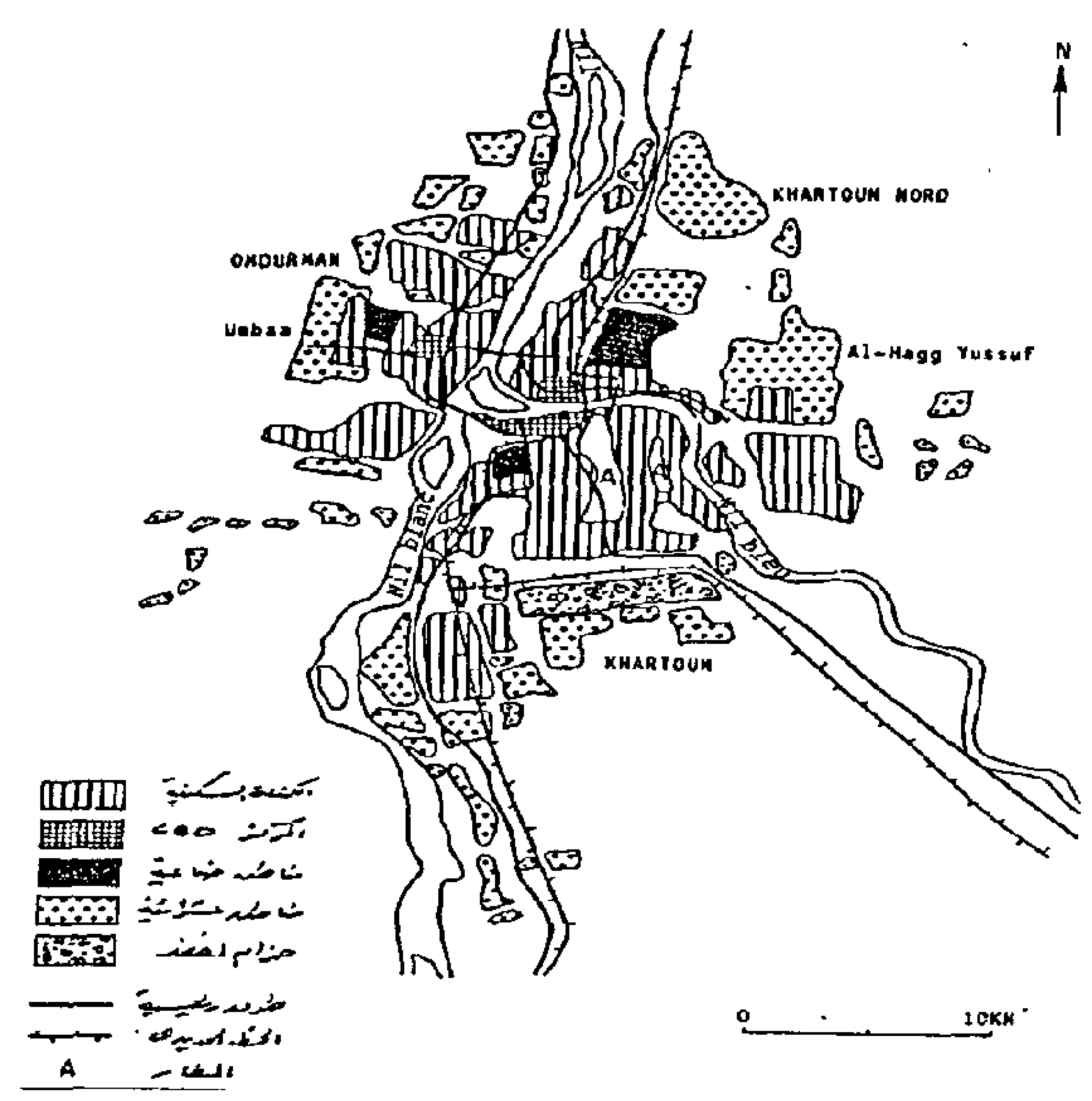
٤-٦ اتجاهات النمو العمرانى للخرطوم الكبرى

تشير دراسة النمو العمرانى للمدينة المثلثة، كما تشير دراسة استعمالات الأراضى الحاليةشكل رقم (٦) إلى أن الاتجاهات الأساسية للنمو تتلخص فى التالى:

– بالنسبة لمدينة الخرطوم، يعتبر القطاع الشرقى للمدينة هو النواة القديمة لها[٢٥] وحتى نهاية الحرب العالمية الثانية أخذ نموها أتجاها شرقيا غربيا فى قطاعات موازية للنيل الأزرق، ثم بدأت فى اتخاذ محور شمالى جنوبى .

– أما أم درمان فقد أتخذت الاتجاه الشمالى للامتداد موازيا لمحور النيل حيث حالت الثكنات العسكرية دون امتدادها نحو الجنوب .

– وامتدت الخرطوم بحرى إلى الغرب من نواتها الأصلية (حلتا ضوحلى وحمد) ثم أتخذ العمران محورا شرقيا على طول النيل الأزرق - ثم أتجه الامتداد شمالا على طـول النيل[٢٦]



شكلرقم ٦- استعمالات الأراضى فى مدينة الخرطوم الكبرى سنة ١٩٨٥

Source: Chaline, C., "Les Villes Arabe" 1990

٥ - النتائج

تشير محاولة استقراء الملامح الأساسية للتركيب الداخلي لمدينة الخرطوم الى نموذج شديد الخصوصية حيث نلاحظ ان معظم مدن العالم تبدأ مشابهة لنموذج بيرجس (الحلقات المركزية) ومع توالي عمليات النمو العمرانى - قد - تتحرك نحو نموذج هوايت (القطاعى)، وتنتهى عمليات الانفجار العمرانى وتزايد الأنشطة بنموذج مقارب لنموذج الأنوية المتعددة .

أما فى حالة الخرطوم الكبرى فيمكن القول بأن تحليل نمط التركيب الداخلى للمدينة فى مراحل نموها العمرانى المختلفة يشير الى الملاحظات التالية:

* نشأت النواة الأولى لكل من المدن الثلاث فى منطقة مطلة على النهر نتيجة لأهمية الجبهة المائية. ثم أخذت المدن الثلاث فى الامتداد كل حول هذه النواة القديمة فى صورة بدائية لنموذج بيرجس للحلقات المركزية، مع اعتبار جزيرة توتى مركزا (افتراضيا أو هندسيا).

* أثرت القواطع العمرانية الأساسية (النيل الأزرق - النيل الأبيض-خطوط السكة الحديد)على اتجاهات النمو العمرانى السائدة فى المراحل الأولى للمدن الثلاثة (الخرطوم- الخرطوم بحرى - أم درمان). حيث امتدت الخرطوم فى اتجاهى الشرق والجنوب موازية لكل من النيلين الأزرق والأبيض على التوالى. أما أم درمان فاتجهت شمالا موازية للنيل الأبيض - بينما نمت الخرطوم بحرى شرقا موازية للنيل الأزرق .

* بهذا يمكن القول بأنه فى هذه المرحلة من مراحل نمو المدن الثلاث - قد سيطر نموذج هوايت القطاعى على نمط النمو وعلى نمط توزيع الاستعمالات التى امتدت هى الأخرى قطاعية.

* مع إنشاء كبارى النيل الأزرق والنيل الأبيض ثم كوبرى شمبات على النيل الأبيض بين أم درمان والخرطوم بحرى، بدأت الحركة بين المدن الثلاث فى التكثيف كما اتيحت حرية وسهولة التردد Commuting بين المدن الثلاث الأمر الذى أدى فى النهاية الى ان تتكامل هذه المدن وتتعامل - وظيفيا - كمدينة واحدة .

* وبالتالى - ونتيجة لتقارب مراكز المدن الثلاث - ومع إرتباط هذه المراكز بالطرق الرئيسية أصبحت هذه المراكز تشكل ما يمكن ان نطلق عليه مركز واحد (C B D) يتخلله النيل وتتمركز فى قلبه جزيرة توتى.

* ويمكن من خلال استقراء خريطة استعمالات الأراضى الحالية تبسيط نمط التركيب الداخلى للعاصمة المثلثة الحالية الى شكل أقرب ما يكون لنمط الحلقات المركزية يتخلله قواطع مائية (النيلين الأزرق والأبيض) مع نزعة جديدة نحو نموذج الأنوية المتعددة تتمثل فى المناطق الصناعية التى انفصلت عن الأنشطة الأخرى للتوطن فى الحلقة الثانية بشكل ثلاث أنوية منفصلة وذلك شمال شرق المركز فى الخرطوم بحرى، وجنوبه فى الخرطوم، وغربه فى أم درمان.

* شكلت المناطق العشوائية حلقة خارجية شبة متكاملة

تحيط بالحلقة السكنية الثانية فى المدن الثلاث - بإستثناء حالة الخرطوم التى أمتدت فيها المناطق العشوائية نحو الجنوب بشكل قطاعى ينحصر بين النيل الأبيض وخط السكك الحديدية .

* يلاحظ ان اكتمال النطاق الخارجى – تقريبا – فى شكل حلقة متقطعة من المناطق العشوائية وغير المخططه بأنواعها المختلفة، والتى يسكن معظمها المهاجرون من ريف السودان، تشير إلى نوع من التطابق مع نموذج الحلقات المتتابعة العكسية والتى تحتل فيه الحلقات الخارجية الطبقات الدنيا والفقيرة عوضا عن حلقة الضواحى الخارجية من الفيلات وسكنى الطبقات العليا التى يطرحها النموذج الغربى للمدينة كما تصوره بيرجس.

* وتشير محاولة قراءة المستقبل - أو التنبؤ بشكل الخرطوم الكبرى فى حالة استمرار نموها وتضخمها العمرانى بهذه المعدلات السريعة ، تشير الى وصولها لنمط يقترب كثيرا من نمط الأنوية المتعددة، وذلك نتيجة لنشأة أنوية جديدة (تجارية- خدمية - صناعية) فى مواقع مختلفة - الأمر الذى بدأ بالفعل فى المناطق العشوائية المتضخمة (أمبدا - جبرة .. الخ). والتى بدأت كل منها تشكل مستوطنه ضخمة لها سوقها التجارى ومركزها الدينى.

المراجـــــــع

١ - وفاء عبد المنعم عامر - ايكولوجيا المدينة العربية - رسالة دكتوراه جامعة القاهرة - ١٩٩٠ ص (١٩)

2- BURGESS, E. W. 1925 The Growth of the City: An Introduction to a Research Project In Park, R.E BURGESS, E. W. MCKENZIE.R.D. From the City - Chicago: University of CHICAGO Press, pp (47- 62)

٣ - أحمد خالد علام - تخطيط المدن - القاهرة - ١٩٩١ ص (٣١٠ - ٣١١) .

٤ - المرجع رقم (١) ص (٢٠ - ٢١) .

5- BALCHIN, P.N & KIEVE, J.L & BULL, G.H 1988: Urban Land Economics, And Public Policy - Macmillon Education - LONDON - PP (58 - 59)

6- HOYT.H. 1939: The Structure and Growth of Residential Neighborhoods in American Cities. Federal Housing Administration, WASHINGTON, D.C.PP (72 - 78)

٧ - أحمد على إسماعيل - دراسات فى جغرافيا المدن - ١٩٨٥ - ص (٢٧٥) .

8- HARRIS, C & ULLMAN, E. 1945: The Nature of the Cities. Annals of the American Academy of Political and Social Science, pp. (283 - 284) .

٩ - المرجع رقم (١) ص (٢٥ - ٢٦) .

10- NELSON, H.J. 1969: The Form and Structure of Cities: Urban Growth Patterns - Journal of Geography 1969 - vol. (LXVIII) - No. 4, April - pp. (198 - 207) .

11- ELEWA, M. & SAFWAT,N. 1989 : Theories of Urban Structure. - (Previous Reference) - pp (5-6)

12- Sjobery, G.: The Preindustrial City - Clencoe, IL. The Free Press 1960.

١٣- عبد الناصر حسين باشا . "مراكز العمران على النيل الأزرق بالسودان" رسالة ماجيستير غير منشورة - كلية الآداب - جامعة القاهرة - قسم الجغرافيا ١٩٩٠ .

١٤- عثمان الحسن محمد نور . " النمو الحضرى المتسارع بمدينة الخرطوم : نشأته - مكوناته - دوافعه " ندوة النمو العمرانى الحضرى فى المدينة العربية – المشاكل والحلول – المعهد العربى لإنماء المدن – الرياض – مارس ١٩٨٦ – ص- ٧٧٣-٧٨١ .

١٥- عادل مصطفى أحمد . "المستوطنات الشعبية فى الخرطوم الكبرى" . المعهد العربى لإنماء المدن . ندوة النمو العمرانى الحضرى فى المدينة العربية- المشاكل والحلول- . الرياض مارس -١٩٨٦- ص ٧٨٣ - ٧٩٨ .

١٦- أحمد عبد العال . الهيمنة الحضرية لمدينة الخرطوم الكبرى . أسبابـــها ونتائجها . "المجلة الجغرافية العربية" العدد ٣١ سنة ١٩٩٨ .

١٧- المرجع رقم (١٤).

١٨- سليمان عبد الستار خاطر "الخرطوم . دراسة فى جغرافيا العمران" - رسالة دكتوراه غير منشورة . كلية الأداب - جامعة القاهرة- قسم الجغرافيا ١٩٧٠ .

١٩- المرجع رقم (١٨) ص ٢١٤

٢٠- المرجع رقم (١٨) ص ٢١٦

٢١- المرجع رقم (١٨) ص ٢٢٣

٢٢- المرجع رقم (١٨) ص ٢٢٥

٢٣- المرجع رقم (١٦) ص ٥٤

٢٤- المرجع رقم (١٥) ص ٧٨٧

٢٥- المرجع رقم (١٨) ص ٢٢٧

٢٦- المرجع رقم (١٨) ص ٢٢٨

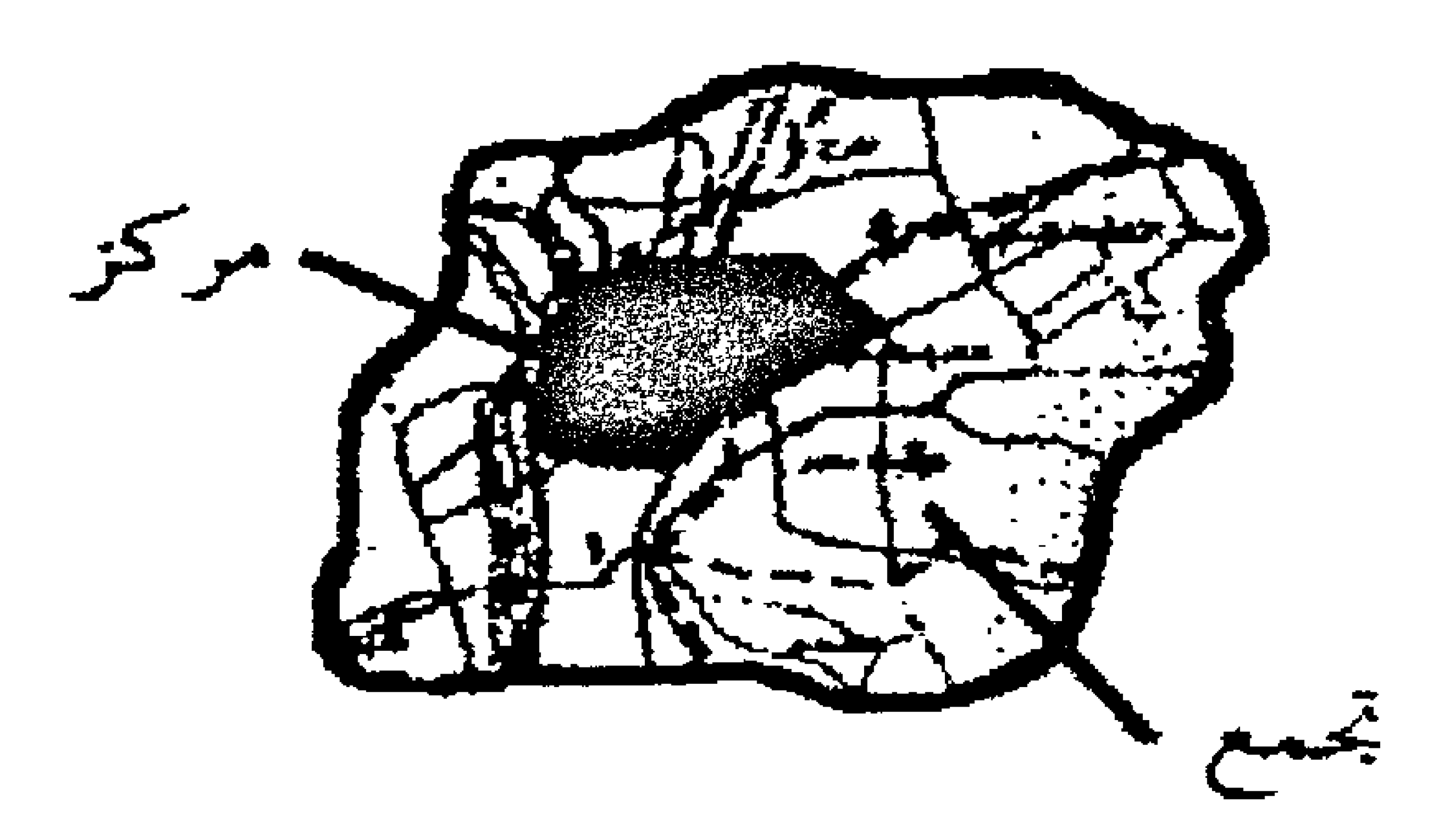
رؤيا مستقبلية لمراكز الخدمات بالتجمعات العمرانية في عصر ثورة المعلومات والاتصالات

د. اسماعيل عبد العزيز عامر*

مقدمـــــة

بدأ الانسان الأول حياته على الأرض بحثا" عن الطعام والمأوى لحمايته من الظواهر الطبيعية ووحوش الغابة، وكان متجولا أى غير مستقر (متنقل) ليس له مكان ثابت إلى أن عرف الزراعة وبدأ يرتبط بالأرض التى يزرعها فظهرت المستقرات العمرانية (الملاصقة للأرض الزراعية) حتى يتمكن من حمايتها والدفاع عنها، كانت تلك المستقرات عبارة عن تجمعات (مجموعة مساكن) حول نقطة مركزية وكلها موجهة للداخل، وتلتف حول مسكن شيخ القبيلة أو الرئيس.

ظهرت بعد ذلك بعض الخدمات الضرورية لتلك المستقرات العمرانية سواء اجتماعية من أماكن للاجتماع أوالتجمع – مكان للعبادة – لتبادل السلع، وهكذا، والتى كانت تتمركز الشكل لضمان بقائها والحفاظ عليها ومن هنا جاء أسم مركز الخدمات (شكل ١).



شكل رقم ١- مركز تجمع عمرانى

أخذت هذه المراكز (مراكز الخدمات) فى التطور طبقا لتطـــورات ومتطلبات واحتياجات الانســـان فى كل عصر وظهرت فى أشكال وأحجـــام ووظائف مختلفه تتماشى وتتفاعل مع التجمعات العمرانية المتواجدة بها وتخدمها.

بدأ ظهور الســـيارة (الثورة الصناعية) وأنتشرت الصناعة وأخذت هذه التجمعات فى أجتذاب الأيدى العاملة من النشاط الزراعى للنشـــاط الصناعى مما أدى الى امتداد واتساع رقعتها العمرانية وبالتالى أمتدت المـــراكز الخدمية تباعا وظهرت المـــراكز الفرعية والطرقات الخدمية. Subcenters - Services corridors على طـــول الطرق إلى أن تضخمت تلك التجمعات العمرانية وابتلع بعضها التجمعات الصـــغيرة المحيطة بها ووصل بعض أحـــجام تلك التجمعات إلى ما يسمى conurbation أو فى شكل أخر ما يسمى Megacity ذات المشـــاكل المتعددة عامة ومشاكل مراكز الخدمة خاصة.

وبدخول عصر الفضاء والالكترونيات والتكنولوجيا الحديثة وثورة المعلومات(كمبيوتر – انترنت) وما يستجد أى عصر الاتصالات، وآخر ما توصل اليه العلم من الفيمتو/ ثانية أصبحت تكنولوجيا المعلومات تعد الثورة الصناعية الثالثة حيث أن لزمن قريب كانت تكنولوجيا البخـــار كثـــورة صناعية تلاها ثورة الكهرباء والتى كانت

* رئيس قسم التخطيط العمرانى – كلية الهندسة- جامعة الأزهر

أبرز التطورات فى مسيرة المجتمع البشرى، انذاك – لذلك فأن ثورة المعلومات تعتبر نقلة ثالثة، فالوثبة التى يشهدها العالم حاليا فى مجال تكنولوجيا الاتصال من خلال التطور للأقمار الصناعية والتى عبرت بالمجتمع الدولى إلى مجتمع جديد على أسس علمية حديثة عما كان عليه المجتمع الصناعى.

كل هذا التقدم العلمى وتلك التطـورات لها أكبرالأثر على تخطيط التجمعات العمرانية عامة وعلى مراكز الخدمات وتوزيعها بصفة خاصـة وذلك من خـلال سلوك الأفراد – تعاملاتهم – طرق معيشتهم ومسـتوياتهم الفكرية والاقتصادية بمستقراتهم العمرانية:

ومع ظهور مراكز جـديدة فى أغلب التجمعات العمرانية الحالية وضمورلبعض المـراكز فى نفس التجمعات فقد بات واضحا أن هناك ظواهر لايجب أن تمر دون دراستها للتعرف عليها ووضع التوقعـات المستقبلية لها والى أى إتجاه ستصل هذه الظواهر حتى يمكـن مراعاتها عند وضع تخطيط التجمعات العمرانية ومراكزها مستقبلا٠

الهدف من البحث

يهدف هذا البحث للوصول الى ما يمكن استنتاجه من تطورات وأحداث سـوف تؤثر على تخطيط التجمعات العمرانية ومراكزها الخـدمية فى ظل عصر ثورة المعلومات ذات الايقاع السريع حتى يمكن أخذها فى الاعتبار مستقبلا حيث أن الخطط المستقبلية لتخطيط التجمعات العمرانية كانت توضع على اساس توقعات (من ٢٥ – ٥٠ سنة) قبل الثورة الصناعية، وأصبحت من ٢٠ – ٢٥ سنه بعد الثورة الصناعيّة، وأنكمشت إلى ٥ سنوات نظرا لسرعة المتغيرات التى من الصعب ملاحقتها لدرجة أن سنوات الخطة أو المتابعة حاليا اصبحت لاتزيد عن سنة واحدة٠

الجزء الاول: قطاع الخدمات حتى عام ٢٠٠٠

١- تعريف قطاع الخدمات

هذا القطاع يعمل على خدمة أى تجمع سكانى ويظهر مع تواجد أول ساكن لهذا التجمع نظرا لأهميته، حيث لايمكن لأى شخص أن يعيش دون خدمات وكلما زاد عدد السكان تزداد الخدمات تباعا ٠

يظهر هذا القطاع فى هيئة مراكز خدمات وقد سميت بمركز نظرا لتمركز الخدمه وسط التجمع العمرانى.

*** مكونات قطاع الخدمات**

قطاع الخدمات يتكون من عدة أنشطة من :

إدارية – تجارية – ثقافية – اجتماعية – خدمات عامه – أنشطة دينية – رياضية – تعليمية – صحية – مناطق خضراء ٠٠٠ وتتوقف نسبة هذه الخدمات والانشطة بالمراكز الخدمية على الوظائف بالتجمع العمرانى ٠

*** معايير ومعدلات عناصر مراكز الخدمات**

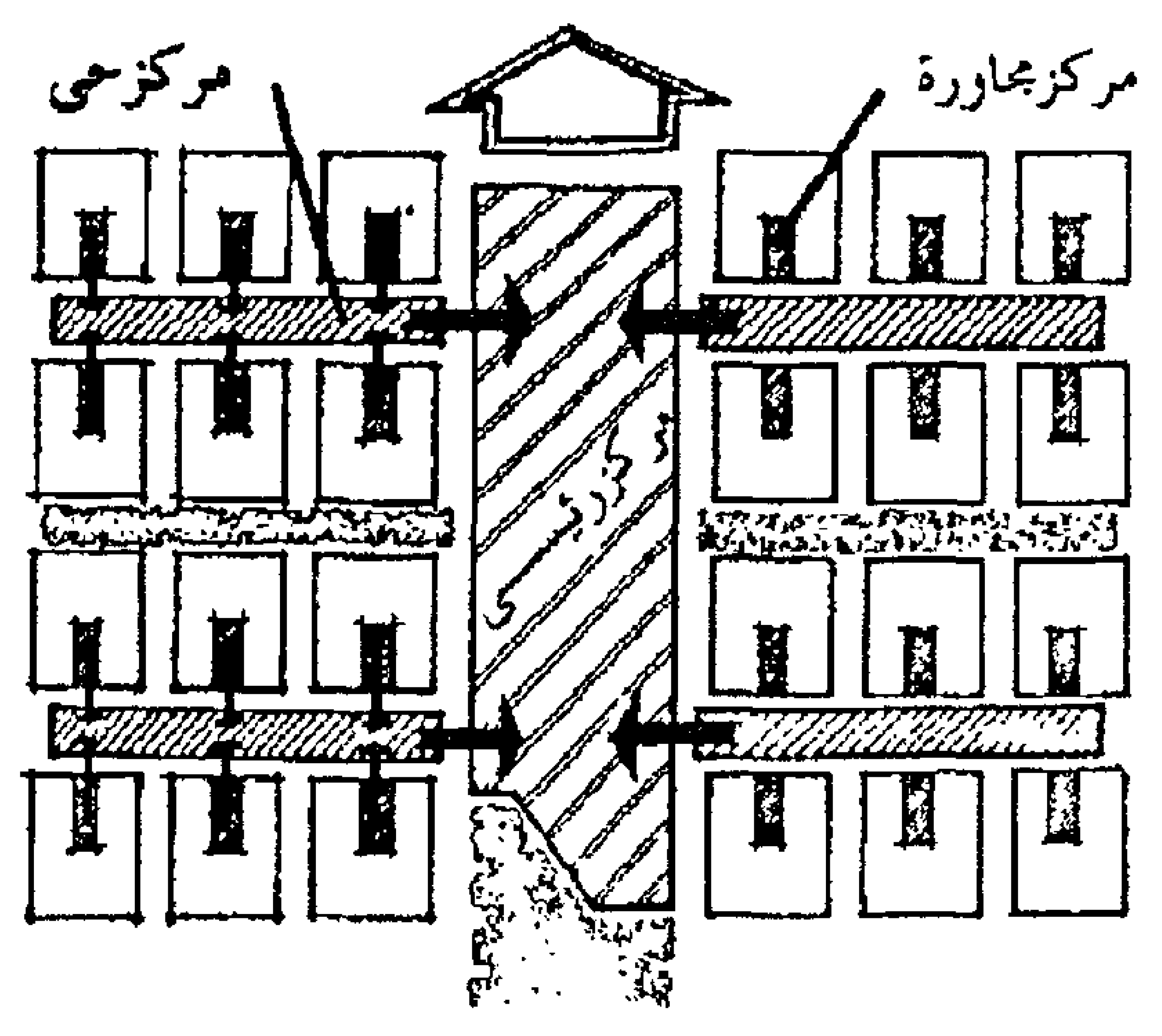
تختلف المعدلات والمعايير من دولة لأخرى حيث أن هناك عوامل مؤثرة تعمل على تغيير تلك المعدلات والمعايير من عوامل اجتماعية ــ دينية ــ اقتصادية، وبذلك تختلف دول أوربا وأمريكا عن دول الشرق الاقصى وعن الدول العربية عامة ٠

كذلك تختلف فى البلد الواحد شمالا وجنوبا وغربا وشرقا نظرا لاختلاف طرق المعيشة ومستوياتها الاقتصادية والعادات والتقاليد الخاصة بكل مجتمع٠ وعليه فكان عندما توضع أى معدلات أو معايير لعناصر مركز خدمى تؤخذ فى الاعتبار العوامل المحلية المؤثرة للتوافق مع البيئة والمجتمع الذى تعمل على خدمته وتتمشى ومتطلبات العصر الذى تعيش فيه ٠

*** تدرج قطاع الخدمات**

يظهر قطاع الخدمات فى هيئة مراكز خدميه تتدرج طبقا لتعداد السكان ووظيفة التجمع من :

مركز رئيسى، مركز فرعى، مركز ثانوى، مركز اقليمى.....(شكل٢).



شكل رقم ٢- تدرج المراكز

ولكل من هذه المراكز مستوى معين من الخدمة حيث أن كل درجة تتعامل مع عدد معين من السكان وبناء على المعدلات والمعايير يتحدد مستوى المركز وعناصره المختلفه ٠

أما فى حالة ما اذا كان التجمع يلعب دورا إقـليميا أى به خدمات تخدم مجموعة من التجمعات العمرانية المجــاورة فهذا يتطلب وجود مركز خدمى إقليمى به خدمات على مستوى أعلى لخدمة سكان التجمع والتجمعات المجاورة.

٢- التجمع العمـــــرانى

التجمع العمرانى هو مكان يتوطن فيه السكان بمستوياتهم الاجتماعية والاقتصــادية المختلفة ووظائفهم المتنوعة أى مكان يجمع ما بين الســكان والانشــطة التى يعملون فيها، والتجمعات العمرانية تنقسم إلى: مدينة وقرية ونتيجة لتطورات العصر والتقدم العلمى لوسائل الاتصالات الحديثة أصبح الربط بين تلك التجمعات أكثر سهولة مما ســاعد على تداخل المدينة والقرية وأصبح الفارق بينهما بسيط حاليا٠

*** العوامل المؤثرة على مواقع المركز الخدمى :**

يتأثر موقع المركز الخدمى بعدة عوامل منها :

- عناصر الجذب - الكثافات السكانية - الطرق الرئيسية
- اتجاهات الامتداد العمرانى.

*** تفاعلات عناصر المركز الخدمى :**

كما سبق الذكر فإن عناصر المركز ما هى الا أنشطة مختلفة تغطى احتياجات سكان التجمع المتواجد به تلك الانشطة ومنها ماهو متجانس للتفاعل الإيجابى مثل الانشطة التجارية ــ الأسواق ــ الأنشطة الترفيهية ــ الإسكان٠ ومنها ما هو متنافر أى لايتفاعل مع بعضه ويعمل على ظهور تلوث بيئى وضوضاء مثل الانشطة الصناعية المتنافرة مع الأنشطة الدينية والإسكان.

فمركز الخدمات ماهو الا منطقة حية كلها تفاعلات بين الانشطة والرواد ومن تلك العناصر للمركز الخدمى ما يتكرر ومنها عناصر لاتتكرر فى المركز الواحد مثل:

- عناصر تتكرر من محلات تجارية وأسواق مجمعة(مول) يمكن تكرارها فى أكثر من مكان بالمركز الواحد ٠
- أما عناصر لاتتكرر مثل المبانى الادارية (مبنى محافظة - مجلس مدينة - أوماشابه) فهو لايتكرر بالمركز الواحد أو التجمع الواحد ٠

وعليه فيجب أن يؤخذ فى الاعتبار تلك العلاقات والحركات والتفاعلات للعناصر المكونة للمركز داخله ٠

*** أمثله من المراكز الخدميه بالمدن الجديده**

مدينة١٠ من رمضان، مدينة السادات، مدينة ١٥ مايو(شكل ٣)

الجزء الثانى: تطور ثورة المعلومات ومردودها على مراكز الخدمات بالتجمعات العمرانية

كان النظام السائد فى ظل المجتمع الزراعى أو الصـــناعى هو الاعتماد على القــوة البدنية ثم قوة البخار

والميكانيكا والفحم ورأس المال الصناعى أو القوة العسكرية لضمان تأمين الأسواق ومصادر المادة الخام، ثم أصبح يعتمد على الكهرباء والنفط والطاقة النووية، إلى أن ظهر فى أواخر القرن العشرين نظام جديد للمعلومات يعتمد أساسا على العقل البشرى والذكاء الصناعى والهندسة الحيوية ويتمثل فى العقل البشرى وليس القوة العضلية أى يعتمد على طاقة متجددة. فقد أدت الثورة الالكترونية إلى ظهور العديد من الآلات التى عملت على توسيع نطاق الاجهزة البشرية مثل :

الراديو الذى أعتبر امتدادا للسمع، والتليفزيون الذى أعتبر امتدادا للبصر والسمع معا.

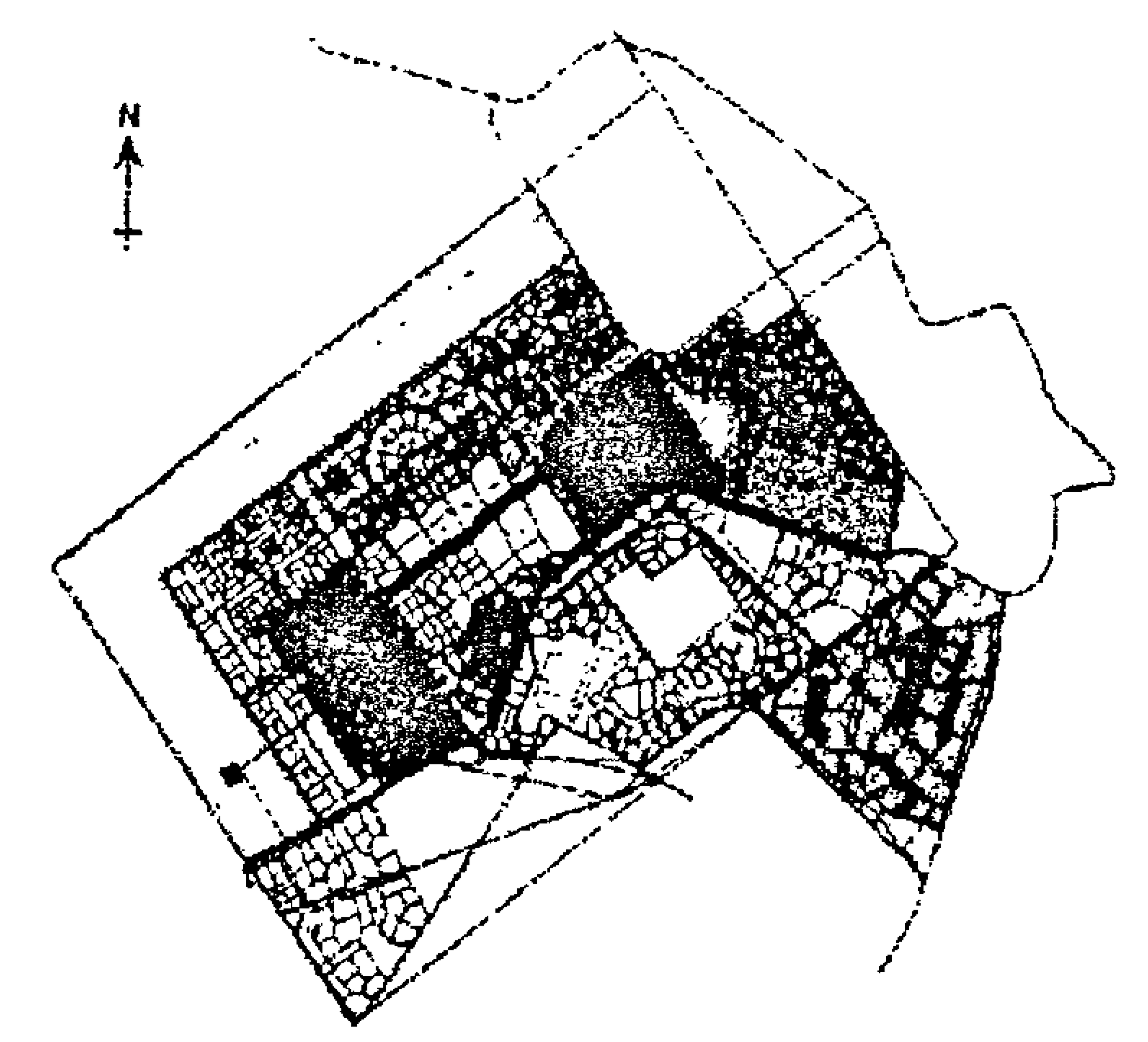
أما الكمبيوتر الذى اعتبر إمتدادا لقدرة العقل والذكاء وعليه فإذا كانت الثورة الصناعية إمتداد للأجهزة العضلية فإن الثورة الالكترونية أمتداد للأجهزة العصبية والقدرات العقلية.

* ولقد اتجهت وسائل المعلومات والتكنولوجيات الحديثة لتتلاحم وتتلاقى ــ من كمبيوتر ــ أنترنت و محمول ٠٠٠ بعد أن كان كل منها فى أتجاه منفصل من قبل ٠

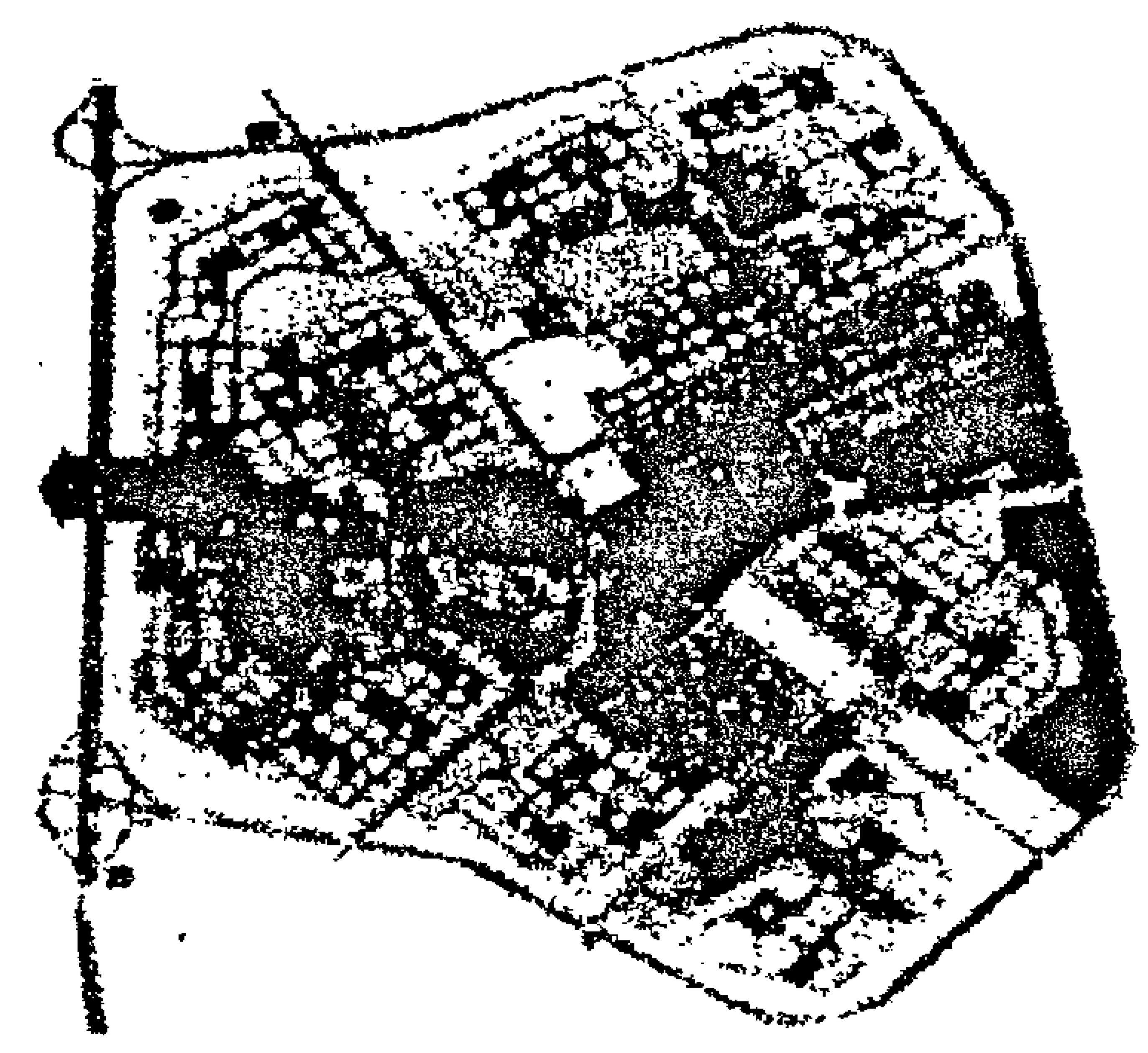
كل هذا كان له أثار على تخطيط التجمعات العمرانية عامة ومراكز الخدمات بشكل خاص. هذه الآثار منها ما هو ايجابى وما هو سلبى حتى الآن ولكن لايمكن الحكم عليها الا بعد دراستها وتحليلها للتعرف على تأثيرها الفعلى على تخطيط التجمعات العمرانية عامة وعلى مراكز الخدمات، خاصة أن هذه الاجهزة والاختراعات بدأت فى الانتشار السريع فى مصر كلها٠

الكمبيوتر

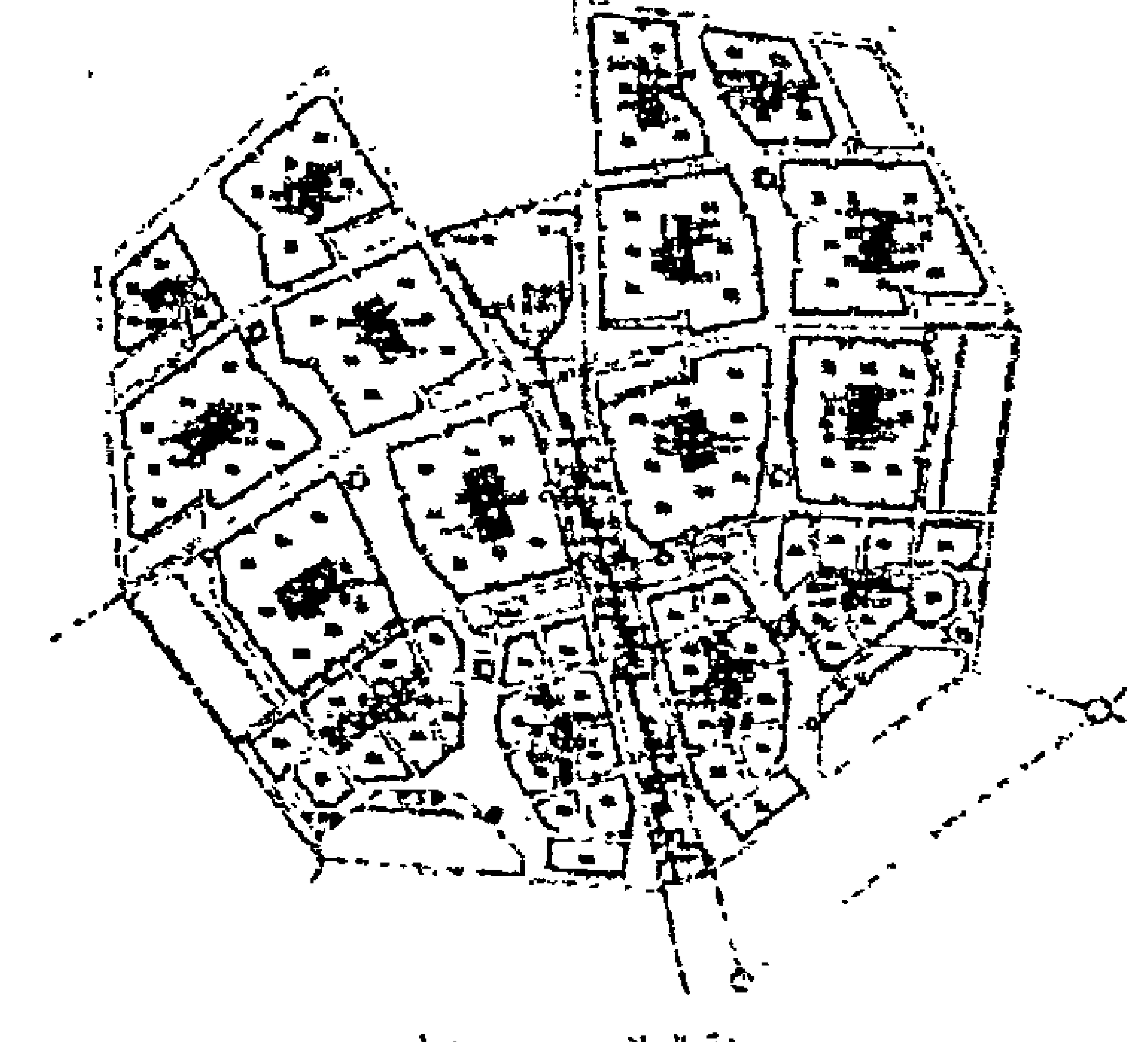
بعد أن كان هذا الجـــهاز يعمل لخدمة الانسان فى ترتيب المـــعلومات ورســـمها وحفظها وتوفيرها كلما طلبت ٠٠٠٠ تطور هذا خاصة بعد ظهور ما يسمى بالإنترنت٠



مدينة ٦ أكتوبر



مدينة ١٥ مايــو



مدينة العاشر من رمضان

شكل رقم – ٣ نماذج للمدن الجديدة

الإنتــرنت

وهى شبكة إتصال تعمل على ترابط المشتركين أو توصيل المشترك بالمعلومات المطلوبة عن طريق تخزين المعلومات وتوفيرها عند الطلب فالإنترنت ظهرت فى بدايتها كوسيله لتبادل المعلومات عبر البريد الإلكترونى أو استعراض معلومات ثابتة أو كتالوجات على مواقع.

- ثم تطور الامر واصبح من الممكن إجراء بعض المعاملات الاضافية وتبادل بعض الصفقات وإتمام عمليات البيع والشراء وجميع أنواع الاعمال من خلال الإنترنت، وبما تتيحه من ديناميكة وتفاعل وسرعة فى تبادل المعلومات.

المحمول

بدأ المحمول بنقل الصوت فقط ثم تطور قليلا وأصبح يسمح بنقل مستوى من البيانات والمعلومات الى جانب الصوت كالرسائل القصيرة والبريد الإلكترونى وغيرها وظهرت فى ذلك التطبيقات المعروفة بإســم الواب WAP
- ومن المتوقع أن تتضاعف قدرات المحـــمول على تبادل المعلومات لتســـمح لجميع الوظـــائف التى تقـــوم بها شبكات الاتصالات التليفونيه الثابته وكذا مع الكمبيوتر والانترنت.

البث التليفزيونى

فى المقابل تطورت عمليات البث التليفزيونى والإذاعى وتحولت الى البث الرقمى وجعلت بالإمكان بث المعلومات والبيانات عبر الأقمار الصناعية الى جانب بث الصورة والصوت وهو ما يعتبر فتحا لمجال جديد يساعد على إحداث تلاحم بين الإنترنت والأقمار الصناعية والبث التليفزيونى.

كل هذه الانظمة الحديثة أثرت على الأنشطة العامة لأى تجمع واستحدثت اتصالات بين العناصر المختلفة لمراكز الخدمات بتلك التجمعات مما ساعد على تغيير معدلات الحركة بين الانشطة سواء مشاه / سيارات/ بضائع وخلافه ومنها :

التجارة الإلكترونية

التجارة الإلكترونية تعنى الاتجار سواء عرض سلع أو بيع أو شراء من خلال الاجهزة الإلكترونية وقد بدأ بالفعل عرض السلع التجارية عن طريق التليفزيون والشراء بالتليفون، كذا توصيل الطلبات للمنازل والأحدث من ذلك دخول الإنترنت وتعميمها يمكن للشخص العادى الاتصال بالمحل أو المجمع التجارى (المول) المطلوب للتعرف على السلع المتواجدة وأسعارها (فى حالة الاشتراك فى نظام الإنترنت) واختيار السلع المطلوبة وشرائها وتوصيل الطلبات للمنازل.

وتطور أخر حدث بأن الطالب لايدفع المبلغ المطلوب نقدا لكن يمكن الدفع عن طريق بطاقات الائتمان credit card وذلك بإدخال رقم الكارت على الإنترنت ويخصم من حسابه بالبنك قيمة مشترواته وهذا يعنى أن عملية العرض والشراء والبيع تتم دون تحرك الشخص من منزله. ومن المؤكد أن هذا التطور أثر ويؤثر على عملية التردد على مراكز الخدمات وانعكاس اتجاه الحركة من السكن للمترددين للشراء(من المركز) وأصبحت الحركه للبضاعة المطلوبة من المركز الى سكن الشخص أى حركة عكسية مما يؤثر على كثافة المرور وأماكن انتظار السيارات بالمركز.

البريد الإلكترونى

كان لزمن قريب ولايزال يتم إرسال البريد عن طريق مكاتب بريد موزعة على أنحاء التجمع العمرانى الى أن طبقت ميكنة أغلب المكاتب آليا وبدخول عصر الالكترونيات والانترنت والمحمول أصبح من الممكن الاتصال ومراسلة أى مكان فى العالم فى لحظات دون الذهاب لمكاتب البريد واستخدام المواصلات للوصول الى تلك الخدمه.

التعليم والعلاج عن بعد

نتج عن التطورات الحديثه وتطبيقاتها المختلفه التى تتناسب مع النظم الجديده من التكنولوجيا سواء الانترنت أو المحمول أو البث بالاقمار الصناعيه فرصا وتحديات عديده ومتنوعة.

فمسئولية التعليم والصحة والجهات الحكومية أصبح بإمكانها بناء نظم وتطبيقات خاصة تدعم أعمالها وتساعدها على تنفيذ مهامها اعتمادا على ماتتيحه تلك التطورات الحديثة فى الإنترنت والمحمول والأقمار الصناعية من امكانيات ــ فهناك تطبيقات فى التعليم عن بعد والطب عن بعد والاعمال الالكترونية الكاملة ونشر عشرات الخدمات عبر المحمول.

ولقد أصبحت الإنترنت وسيلة حيوية بالنسبة للمدارس والجامعات فى أداء رسالتها ــ فالانترنت تعتبر أداة للبحث والحصول على المعلومات الاكاديمية والتعليمية ووسيلة التعليم عن بعد، وقناة للتدريب، ومخزنا متجددا للمواد الدراسية والمناهج المختلفة وبناء المواقع على الشبكة عملت على تسهيل ممارسة هذه المهام على الجميع وتعمل كبوابات عامة تقدم معلومات غزيرة ومتجددة فى كل اتجاه.

أى سيصبح دور المدرسة منظما ومرشدا حتى الامتحانات يمكن أداؤها من خلال الاتصالات الإلكترونية وهذه تعتبر طفرة للتعليم ولذا أطلق عليها التعليم عن بعد .

ساعد ذلك دخول المكتبات واتصالها بالإنترنت حيث يمكن للمشترك الوصول للمكتبات والمعلومات المطلوبة دون أن يتحرك وتتم كل هذه العمليات من خلال الإنترنت.

أما بالنسبة للعلاج فيخطو خطوات سريعة حيث من المنتظر عدم انتقال المريض للمستشفى بل يمكن أن تنتقل المستشفى للمريض أينما كان، كما أمكن اجراء العمليات الجراحيه المعقدة من خلال الإنترنت بالاستعانة بالخبراء المتخصصين فى بلاد أخرى وهذا ما يسمى بالعلاج عن بعد.

العدالة على عجل

فى محاولة للقضاء على ظاهرة بطء التقاضى وتراكم القضايا أمام المحاكم ــ لجأت بعض الدول الى استخدام الكمبيوتر وتكنولوجيا المعلومات لحل هذه القضايا جزئيا ــ بأن أعتمدت السلطات المختصة برامج كمبيوتر متخصصة فى مساعدة القاضى فى الفصل فى القضايا السريعة فى مسرح الحدث وعقب وقوعه بدقائق وذلك فى إطار برنامج اطلق عليه العدالة على عجل.

يتم تزويد القاضى بكمبيوتر محمول به برامج التقاضى ومحتو على قاعدة بيانات بالاحكام والقوانين المختلفة ذات العلاقة بالقضايا التى يمكن الفصل فيها بسرعة مثل قضايا المرور والسرقات وغيرها ويصدر البرنامج الحكم الفورى فى القضية فى نفس المكان والزمان.

الحكومه الالكترونية

كما أن هناك تطور بالنسبة للاداء الحكومى على مستوى الدول، وذلك بأن يتم الاتصال والربط بين كافة الأجهزة للوزارة الواحدة عن طريق الإنترنت مما يوفر أعمالا كثيرة ومراسلات ومأموريات للموظفين وخلافه ــ بل وصل الامر لربط كافة الوزارات والجهات الادارية والبنوك وغيرها بالشبكة ويمكن الوصول للمعلومات المطلوبة فى لحظات، كل هذا أدى الى:

- تسهيل مأمورية الشخص المتعامل مع الإدارات المختلفه.
- الإقلال من الانتقالات لموظفي الحكومة وللمتعاملين معهم.
- تقلص الرحلات لإنهاء الأعمال الادارية والحكومية والضغط على الطرق وزيادة كثافات المرور وتكدس مواقف انتظار السيارات، حيث سيصبح من الممكن الوصول للمعلومة او الطلب واستلامه من خلال الإنترنت دون أن يتحرك الطالب من مكانه.

من كل هذا، ومع الاستخدامات الحديثة لكافة الأنشطة الخدمية سيكون التأثير واضحا على مراكز الخدمات

بالتجمعات العمرانية، وعلى حركة النقل والمرور بها بل وعلى التخطيط العام للتجمع ككل.

الجزء الثالث

تأثير تطور الثورة المعلوماتية على المراكز الخدمية بالتجمعات العمرانية:

من العرض السابق نجد أن هناك ارتباط كبير بين (الكمبيوتر والإنترنت والمحمول) وتخطيط التجمعات العمرانية حيث أن هذه الاتصالات تمر فى قنوات عبر التجمع العمرانى وتتلاقى فيما يسمى بالفراغ الالكترونى — كما هو متواجد بالنسبة للتجمعات العمرانية حاليا فهناك (شبكات طرق، مرافق...) تتلاقى كلها أيضا فى فراغات أو ميادين عامة.

هذه الميادين تقع عليها أغلب المبانى الهامة سواء فى المركز الرئيسى أو المراكز الفرعية، وبالنسبة لشبكات الاتصال أيضا ستقع كافة الانشطة على الفراغ الالكترونى بحيث أنه مع تقدم الوقت لن يكون هناك مبنى ذو نشاط معين غير متصل بشبكة المعلومات.

هناك طفرة حضارية هامة بالنسبة لتخطيط التجمعات العمرانية حيث تغير أداء كافة الانشطة داخل التجمع وسوف يؤدى من خلال قنوات الاتصال.

Tele communication Computer Internet.

- من أنشطة: إدارية - تجارية - ترفيهية - تعليمية - صحية - اجتماعية - رياضية - صناعية... ، وبذلك يمكن من خلال تلك القنوات ربط الأنشطة مع بعضها على أن يكون هناك اتصال متكامل من خلال الفراغات الالكترونية بالتجمع العمرانى.

إن تطور هذه القنوات والاتصالات يحدث بخطوات سريعه جدا. ولهذا أصبح وضع خطط أو مخططات مستقبلية للتجمعات العمرانية بسنوات هدف تصل الى خمس سنوات غير مجد حيث أن التطورات المؤثرة تتسارع من سنة لأخرى لذلك يجب التعرف على مدى تأثير هذه التطورات بالنسبة لتخطيط التجمعات ومن غير الممكن أن تكون كافة التجمعات بأحجامها ووظائفها المختلفة متساوية التأثير. ولتسهيل التصور يمكن تقسيم التجمعات كالآتى :

من حيث الحجم : كبير، متوسط ،صغير.

من حيث الوظيفة: عاصمة، مركز، تجمع عادى.

ولوقت قريب كانت وما زالت الحدود بين تلك التجمعات حدودا ادارية هى المحدد للمساحة التابعة لكل تجمع. وعلى الرغم من أن هذه الحدود الإدارية لم تكن حقيقه لأنها لاتأخذ فى الاعتبار للروابط الاجتماعية والاقتصادية والطبيعية بالمجتمع، وعلى الرغم من ذالك مازال معمول بها للآن.

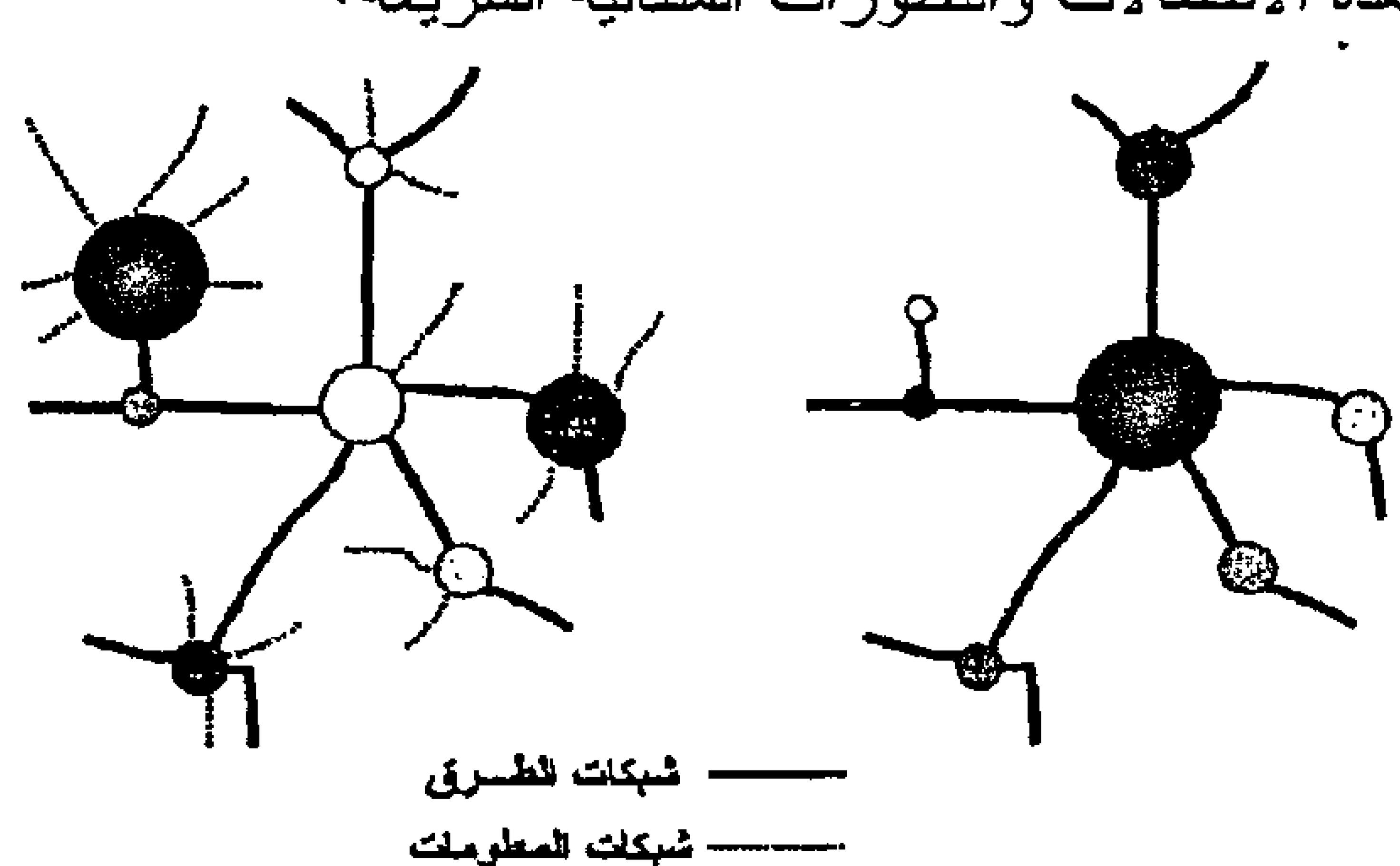
ولقد كان للاشتراك فى القنوات المعلوماتية وثورة الاتصالات وكل هذه الاختراعات الحديثة أثر كبير على كافة التجمعات فى بوتقة واحدة وانصهارها وتداخلها وبذلك ستلغى الحدود الادارية إن عاجلا أو آجلا.

*** التجمعات ودورها فى شبكة التجمعات العمرانيه**

كانت التجمعات العمرانية الصغيرة فى شبكة التجمعات على مستوى أى دولة تعتمد فى خدماتها الأساسية على التجمعات ذات الحجم المتوسط كما أن الحجم المتوسط يعتمد على التجمعات الكبيرة (تدرج هرمى)، كان هذا هو أساس ترتيب تلك التجمعات طبقا لحجمها ووظيفتها فى الشبكة.

ومن خلال القنوات المعلوماتية أصبح هذا التدرج يعتمد أساسا على كيفية الاتصال بالشبكات وكثافتها فكلما زاد الاتصال واعداد المشتركين المدربين كلما أخذ هذا التجمع أهمية ودورا أكبر دون النظر إلى حجمه، وينطبق هذا ايضا على الوظائف بالنسبة لشبكة التجمعات العمرانية حيث أنه كلما زادت الاتصالات كلما زادت طرديا أعداد الأنشطة فى التجمع كلما أخذ أهمية أكبر فى الشبكة (شكل ٤) مما يؤكد ويثبت أن الحدود الإدارية فى البلد الواحد أصبحت قليلة

الأهمية أو شبه ملغية حتى بين الدول حيث أن إمكانية الاتصال بين التجمعات وبعضها أصبح أكثر سهولة مما كانت عليه ــ وهذا يدعم أنه كلما كان هناك اتصال بين تجمع فى مصر وتجمعات أخرى فى أنحاء العالم كلما أعطى هذا التجمع أهمية ودورا رئيسيا فى شبكة التجمعات العمرانيه. وتكون بمثابة بوابات للتنمية السريعة لهذا التجمع لتطلعه على أحدث ما وصل اليه العالم من تقدم ومعرفة واختراعات٠وهذا يتوقف على أن يكون هذا التجمع مرتبطا بالقنوات المعلوماتية٠ والا فلن يتمكن من أداء أى دور فى هذه الاتصالات والتطورات المتتالية السريعة٠



شكل رقم ٤- أهمية المدن قبل وفى عصر المعلومات

ومعنى الاتصال هو التعرف على كافة المعلومات سواء منها المفيد ومالا يتفق مع عادات وتقاليد المجتمعات الشرقية والإسلامية فهذا سلاح ذو حدين (خاصة للنواحى الاجتماعية)٠

لذلك يجب البدء فى إعداد كيفية التعامل مع الاتجاهات غير المرغوب فيها ولا يتأتى ذلك الا عن طريق :

أ- منع البث لهذه الاتصالات ٠

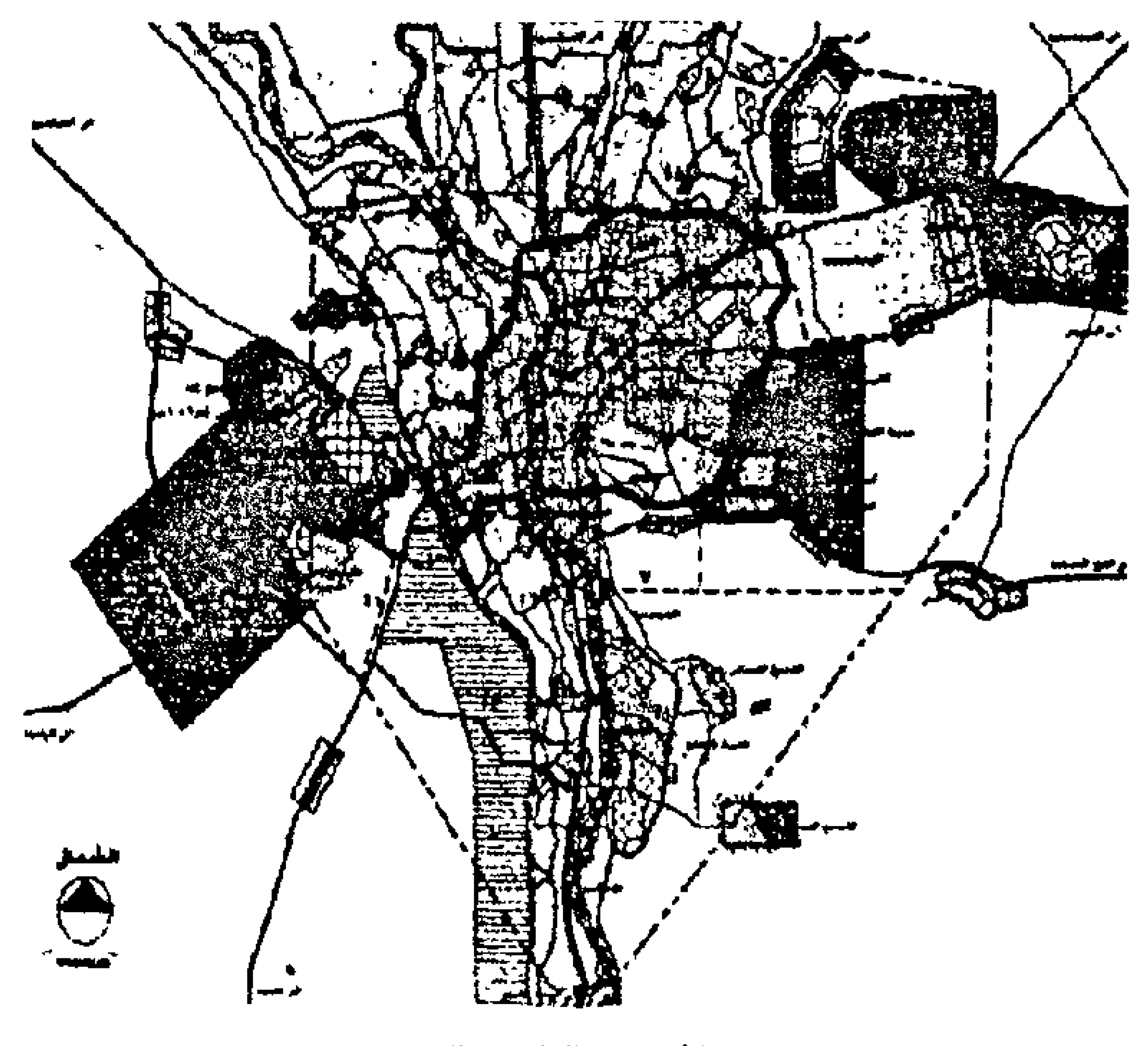
ب- توعية وزيادة إيمان الانسان العربي بما هو مرغوب أو غير مرغوب من المجتمعات الاجنبية٠

*** التجمع العمراني**

إن التجمع العمراني - كما سبق الذكر - بدون تخطيط أو سيطرة يزداد وينمو ويتمدد الى أن يصل لدرجة يصعب التعامل مع مشاكله وهو ما وصلت اليه عاصمة جمهورية مصرالعربية (القاهرة الكبرى) حاليا والتي تحقق بها ما يسمى Mega city ميجاسيتى٠

القاهرة الكبرى: Greater Cairo

هذا التجمع بكتلته العمرانية الكبيرة والتي وصلت الى مساحة تقدر بنحو ٢٥١كم٢ يسكنها حوالى ١٦مليون نسمة (٢٠٠٠) (شكل٥)



شكل ٥- القاهرة الكبرى

*** والسؤال هنا ما هو تأثير الثورة المعلوماتية على تخطيط تلك الكتلة الرهيبة ؟**

من الملاحظ أنه فى الآونه الأخيرة ونتيجة للامتداد العمراني في كل الاتجاهات توسعت الرقعة العمرانية وامتدت على محاور النمو شرقا وشمالا وغربا وجنوبا وظهرت مراكز خدمات فرعية فى معظم مناطق القاهرة الكبرى منها على سبيل الذكر وليس الحصر:

مركز مدينة نصر ــ مصر الجديدة ــ الزيتون ــ المطرية ــ العباسية ــ شبرا ــ المهندسين ــ الجيزة ــ المعادى ــ حلوان.

كل هذه المراكز بدأت تتطور وتأخذ أشكالا مستحدثة واصبحت أكثر أهمية من المركز الرئيسى سواء من كثافة الأنشطه أو اعداد المترددين عليهم، وبذلك تقلصت نسبة التردد على المركز الرئيسى لأغلب الأنشطة واتجهت

الحركة الى المراكز الفرعية التى اصبحت رئيسية لساكنى هذه المناطق خاصة للانشطه البنكية ــ التجارية ــ الصحية ــ الاجتماعية ــ التعليمية ــ الدينية ــ الرياضية ــ الثقافية ــ الادارية ــ اللهم بعض النواحى الادارية المتمركزة بالمركز الرئيسى وليس لها فروع فى تلك المراكز.

تبلورت المراكز بالاحياء المختلفه وأخذت أشكالا متعدده واتجهت أغلب الحركات الترددية نحو تلك المراكز عن المركز الرئيسى.

هذا الاتجاه قد اعطى تلك المراكز القوة لجذب الانشطه المكمله لها واصبح المركز شبه متكامل اضافه الى قربه من السكان.

ومن المتوقع أن تكون مركز دوائر تأثير وعند هذه الدوائر سوف تقل كثافة السكان بها لبعدها عن تلك المراكز وسوف تظهر فواصل بين مناطق التأثير وهى بداية التفتت للكتله العمرانية الكبيرة الى اجزاء يربطها ببعضها شبكات الطرق والمحاور الرئيسية.

مما سيؤدى الى تحول كتلة القاهرة الكبرى الى كتل صغيرة كل حسب حجمه وكثافة ودور المركز الخاص به ومستواه الاقتصادى.

*** السؤال الثانى هو ماذا بعد ذلك وماتأثير عناصر الاتصال والقنوات المعلوماتية على ذلك ؟**

الوصل والفصل

لو بدأ التحليل للانشطه التجاريه واستخدام التجارة الإلكترونية عبر التليفون والإنترنت (وقد بدأ بالفعل) فسوف ينعكس اتجاه حركة الشراء (كما ذكر من قبل) من المناطق السكنية للمركز الى الاتجاه العكسى من المركز الى المناطق السكنية عن طريق توصيل الطلبات للمنازل Delivery ولو تم تعميم النظم الحديثة على باقى الأنشطة واستخدام الإنترنت والمحمول فسوف يتمكن الفرد وعائلته من التعامل مع كافة الأنشطة دون التحرك من الوحدة السكنية أو المنطقة السكنية اللهم الا للأنشطة الرياضية أو الترفيهية وتكون فى نفس منطقة السكن وأيضا الى الادارات التى تتطلب تواجد الشخص نفسه كل هذا بعد تطبيق التعليم والعلاج عن بعد ــ والتجارة الإلكترونية ــ والحكومة الإلكترونية ــ وثقافة واجتماع من متاحف ومكتبات وخلافه من خلال الإنترنت ــ ومزاولة المهن المختلفه عبر الإنترنت.

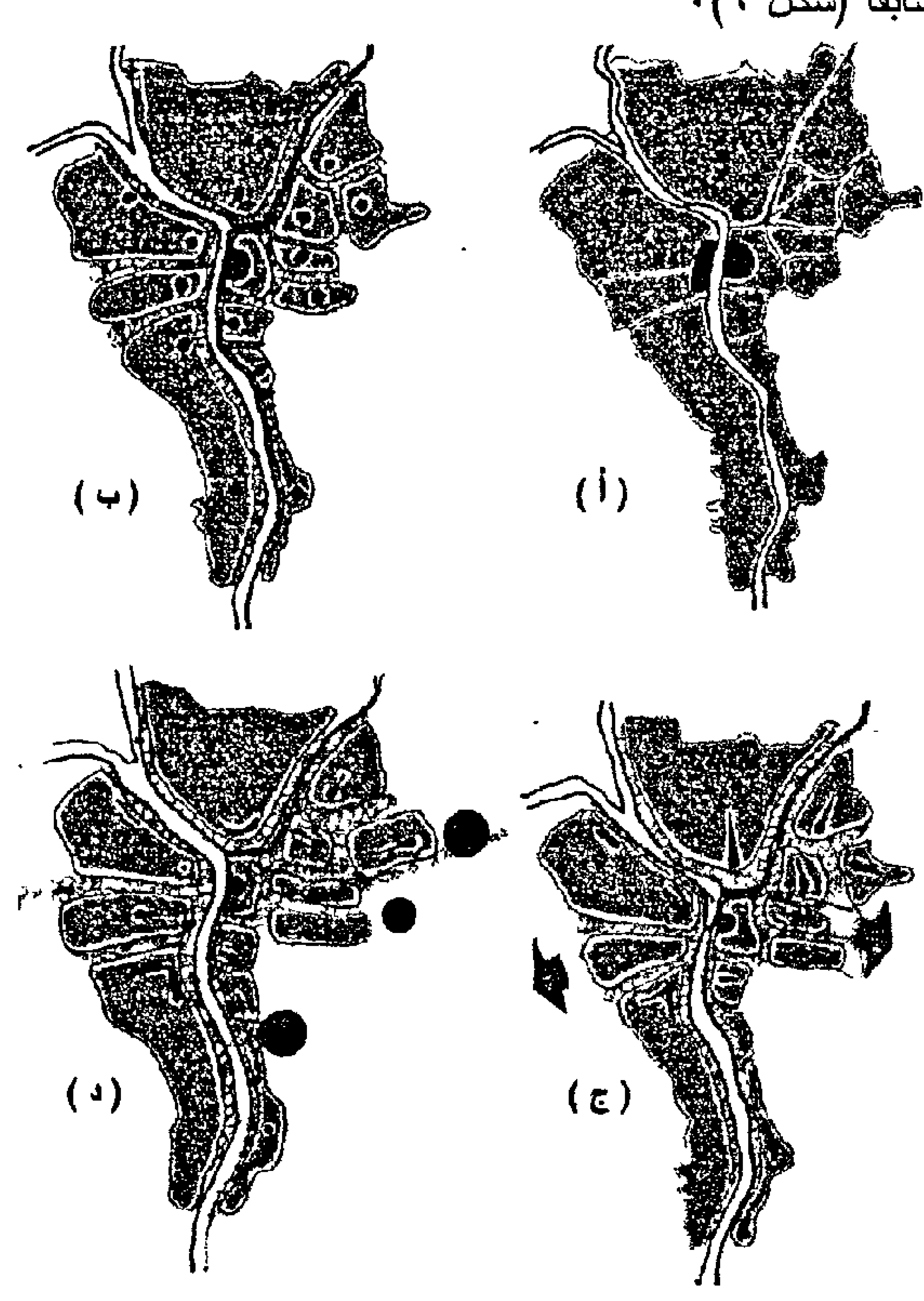
وعلى الرغم من الربط بين الفرد وجميع الأنشطة إلا أنه قد ظهر عنصر الفصل حيث يمكن للشخص أداء ما يريد من تلك الأنشطة وهو فى مسكنه (وصل وفصل).

اذا ما طبق هذا - بعد سنوات - فسوف يعمل على خفض الحركة الداخلية للتجمع على الطرق ليس فقط للمشاه ولكن للسيارات والنقل وخفض المساحات المخصصة لمواقف انتظارات السيارات لانه بدلا من الذهاب للحصول على الخدمة فسوف تصل الخدمة للمستهلك اينما كان ، هذا يعنى انكماش المراكز الخدمية لتصبح بمثابة بؤر للأنشطة الترفيهية والرياضية أى للتمتع، والمشاهدة، والتغيير وممارسة الرياضة (بداية تفكك اجتماعى).

أى أن الاتصالات وثورة المعلومات والتخاطب والتعامل من خلال الإنترنت له أثر كبير على تخطيط وشكل التجمع العمرانى مستقبلا، أى أنه بعدما كانت المناطق السكنية مرتبطة خدماتها بمسافات سير التلاميذ للمرحلة الابتدائية ومواقع المدارس ودوائر تأثيرها أصبح النطاق أوسع ثم أوسع الى أن تلاشى، وبذلك اختفت المجاورة السكنية neighborhoods unit وأخذ الحى السكنى أهمية اكبر(residential district) وظهرت المراكز الفرعية sub centers واخذت فى التطور إلى أن أصبحت أهم من المركز الرئيسى main center لو قيست باعداد المترددين عليها وكثافة الأنشطه بها.

وعليه سوف تتفكك الكتلة العمرانية مع عدم الاهتمام بمكان وجود الأنشطة سواء فى المركز الخدمى أو على

طرف المنطقة السكنية او بمناطق مجاورة أو خارج الكتلة السكنية العامة للتجمع فهذا ليس له أهمية لأن الوصول للأنشطة عبر الإنترنت سوف يكون سريعا وسهلا ومتوفرا وليس هناك رابط بين المسافة ومكان المترددين كما كان سابقا (شكل ٦)٠



شكل رقم ٦- تطور الكتلة العمرانية لمدينة القاهرة ومراكز الخدمات

والسؤال الثالث

هل مع هذا التطور سوف يندثر المركز الرئيسى لاى تجمع عمرانى ؟

فى حالة مثل القاهرة الكبرى لن يختفى مركز التجمع لأنه يمثل ارشيفا تاريخيا لتطور هذا التجمع ويعد بعد وضع الخطط له مزارا سياحيا ونوعا من انواع الترفيه خاصة فى المناسبات الدينية والاعياد والمواسم ، لكن الاعتماد عليه لن يكون ذا تأثير بالنسبة للتجمع وخاصة إن تفتت الادارات من خلال الحكومة الإلكترونية لن يحقق لها تركيز فى اى مكان.

أما بالنسبة للأنشطة والمبانى التى لا تتكرر مثل المحافظة او مجلس المدينة فهذه العناصر تمثل مشكلة كموقع فى التجمعات الحالية لذلك وضعها فى أماكن خارج الكتل العمرانية يعمل على حل مشاكلها من ناحية التردد عليها ومواقف انتظار السيارات وسهولة الوصول اليها مع اعطائها مواقع كافية لامتدادها بدلا من المواقع المركزية ذات القيمة الاقتصادية العالية والتى يمكن استخدامها بمنفعة اكثر لساكنى التجمع ٠

الجزء الرابع

النتائج والتوصيات

- تكنولوجيا المعلومات أصبحت الثورة الصناعية الثالثة بعد كل من ثورة البخار والصناعه ثم ثورة الكهرباء واللتان تعتبران تطورا فى مسيرة المجتمع البشرى٠
- التطور المستمر من خلال تكنولوجيا الاتصال والاقمار الصناعية عبر بالمجتمع الدولى إلى مجتمع جديد يعتمد فى تشكيله على أسس علمية حديثة تختلف عما كان عليه المجتمع الصناعى٠
- بعد ان كانت المجتمعات السابقة تعتمد على القوة العضلية سواء فى الزراعة او الصناعة أصبح النظام الجديد من خلال ثورة المعلومات يعتمد أساسا على العقل البشرى أى طاقة متجددة ٠
- بعد دخول تلك الأنشطة إلى مصر أصبحت مهيأة الآن للانتقال من مرحله التلقى والمشاهدة الى مرحلة المشاركة والإضافة، إلا أن وجود الشـبكات والأجهزة لاتكتمل فائدتها بدون وجود الأجيال التى تعرف كيفية الاستخدام لتلك التكنولوجيا الحديثة وتطويعها لتقديم أعلى خدمة ممكنة٠
- جميع الأنشطة الخدمية من ادارية و تجارية و تعليمية ثقافية اجتماعية رياضية صناعة أصبحت من الممكن اشتراكها وتدوالها عبر القنوات المعلوماتية ٠

- من هنا وجد أن التجارة الإلكترونية التعليم والعلاج عن بعد الحكومية الإلكترونية العدالة - النواحى الدينيـة كل تلك الأنشـطة يمكن ممارستها عبر الإنتــرنت.

- أصبحت هناك قنوات وشبكات تتلاقى فى فراغات وهى ما تسمى الفراغات الإلكترونية.

- سوف تعمل هذه الثورة المعلوماتية إلى تعديل أداء كافة الأنشطة داخل المجتمعات العمرانية إضافه إلى إلغاء الحدود الادارية بين تلك التجمعات حيث أن التطورات الحديثة جعلت كل التجمعات فى بوتقة واحدة وتداخلت بدون حدود.

- بالنسبة للتجمعات العمرانية أصبح دورها فى شبكة التجمعات يعتمد أساسا على إمكانية ربط التجمع بالشبكات المعلوماتية الأمر الذى يعطيه دورا رئيسيا هاما فى الشبكة ويكون بمثابة بوابة للتنمية السريعة لهذا التجمع.

- **بالنسبة للقاهرة الكبرى**

من المتوقع تفكك الكتلة العمرانية وازدياد أهمية المراكز الفرعية بالمناطق والأحياء المختلفة على حساب دور المركز الرئيسى (كخطوة أولى).

- فى حالة تطبيق النظم الجديدة من التجارة الإلكترونية التعليم والعلاج عن بعد ....الخ سيؤدى ذلك إلى خفض الحركه الداخلية للتجمع على الطرق ليس فقط للمشاة ولكن للسيارات والنقل وبدلا من الذهاب للمركز للحصــول على الخدمة سوف تصل الخدمة للمستهلك أينما كان..

- انكماش المراكز الخدمية لتصبح بمثابة بؤر للأنشطة الترفيهية والرياضية أى للمشاهدة والتغيير وممارسة الرياضة (بداية التفكك الاجتماعى).

- ورأى الباحث الشخصى أن التجمعات العمرانية عامة ستظهر فى هيئة كتل مختلفة ومتفاوتة الأجحام والأشكال والمستويات الاقتصادية ليس لها رابط ملموس لكنها مربوطة كلها من خلال القنوات المعلوماتية ببعضها وبالعالم الخارجي عن طريق شبكة الإنترنت أى (فصل ووصل).

- فى حاله القاهرة الكبرى لن يختفى مركز التجمع الرئيسى لانه يمثل أرشيفا تاريخيا لتطور هذا التجمع ويمكن مزاولة أنشطة سياحية وترفيهية به خاصة فى المناسبات الدينية والأعياد والمواسم .

- النقطة الهامة فى هذا الموضوع تعتمد أساسا على تجهيز جيل جديد مستقبل لهذه الثورة المعلوماتية وعلى درجة كبيرة من الفهم لكيفية التعامل معها وتطويعها وإلا كان دخول هذه القنوات غير مجد وتصبح الدولة في تخلف من تطورات العالم.

- هذه التوقعات الشخصية للباحث رأى لا أكثر، ومن الممكن ظهور آراء أخرى لمثل هذه التوقعات مؤيدة أو معارضة أو حدث أو اختراع جديد يغير من مسار هذا الفكر حيث كما سبق الذكر تتوالى الأحداث والاختراعات بشكل سريع ومتلاحق.

المراجع العربية

١- احمد طنطاوى ، مركز القاهرة للتطوير التكنولوجى القاهرة ٢٠٠٠

٢- اسماعيل عامر، "المناطق المركزية والخدمات فى المدن الجديدة" مؤتمر المعماريين: المجتمعات العمرانية الجديدة والتنمية القومية فى الدول النامية، ١٠ ــ ١٥ ديسمبر ٨٣ - القاهرة ١٩٨٣

٣- اسماعيل عامر، "المراكز التسويقية بمدينة الدوحه" مركز البحوث والدراسات الانسانية وحدة بحوث الجغرافيا والتخطيط بحث مشترك الدوحة ١٩٩٧

٤ - اسماعيل عامر " المدن المليونية " بحث بالاشتراك مع الهيئة العامه للتخطيط العمرانى و WFS - جنيف ١٩٩٨

المراجع الاجنبية

1- Center for Urban Technology, Conference Website University of New Castle U.S.A. 1999

2- Willion J. Mitchell, City of Bits Library of Congress U.S.A. 1995-97

3- Hildebrand & Frey Designing the City London, 1999

3- Peter Hall & Ulrich Pfeiffer Urban Future 21 London 2000

الأرض والتوازنات الدقيقة

د. احمد خالد علام

مقدمـــــــة

تنقسم الأرض إلى بيئات لا حصر لها ، كل بيئة لها خصائصها ومكوناتها ومقوماتها - وعند تخطيط أي مدينة لتوفير بيئة سكنية صحية جميلة تبدأ الدراسة بمباحث عن البيئة الطبيعية لموقع هذه المدينة، وتشمل هذه الدراسة:

- الموقع الجغرافي للمدينة من ناحية خطوط الطول والعرض وموقعها بالنسبة للتجمعات الأخرى.
- التضاريس ومظاهر السطح.
- التكوين الجيولوجي للأرض.
- المناخ وعناصره الأربع من حرارة ورياح وضغط جوي وأمطار .
- الحيوانات البرية والنباتات الطبيعية الموجودة في البيئة المحيطة بالمدينة.
- الثروات الطبيعية الموجودة في البيئة المحيطة.
- الأنهار و الوديان .
- المياه الجوفية .

ويتناول هذا البحث الأرض والتوازنات الدقيقة الموجودة في خصائصها ومكوناتها ومقوماتها ... يبدأ البحث بكلمة عامة عن الإنسان والبيئة المحيطة به ثم الشمس فالأرض وخصائصها ومقوماتها.

يقول الله تعالى " **إني جاعل في الأرض خليفة** "(البقرة : ٣٥)

خلق الله آدم ومن بعده ذريته ليعمروا الأرض، وخلق الإنسان : يأكل ويشرب - ينام ويصحو- يعمل ويلهو - يحب ويكره - يقرأ ويكتب - يمشي ويقعد - يسمع ويرى ...وغيرها من أنشطة الحياة المختلفة ، ولكي يؤدى هذه الأنشطة جعل الله تعالى جسم الإنسان مكونا من عدة أجهزة، كل جهاز يقوم بوظيفة محددة، من هذه الأجهزة : الدورة الدموية - التنفس - والهضم - والمخ - والأعصاب ...وصمم مبدع الكون هذه الأجهزة في منظومة تعمل بإيقاع متناسق، كما صمم لكل جهاز مواصفاته وخصائصه ومتطلباته سواء في داخل الجسم أو في البيئة المحيطة به. المتطلبات الداخلية مثل درجات الحرارة المسموح لكل عضو من أعضاء الجسم والضغط والنبض ونسب العناصر المختلفة التي يتكون منها العضو والحد الأدنى والأعلى من المتطلبات اللازمة لكل العمليات الحيوية التي تحدث داخل جسم الإنسان، أما المتطلبات في البيئة المحيطة بالإنسان فهي كثيرة للغاية منها على سبيل المثال كمية الشمس والضغط الجوي ودرجات الحرارة العليا والسفلي والجاذبية الأرضية وسرعة دوران الأرض وكمية الطاقة الواصلة إلى الأرض وغيرها - وبمعنى آخر يجب أن يكون هناك توازنا دقيقا بين العمليات الداخلية التي تحدث في جسم الإنسان وبين البيئة المحيطة به .

الشمس

سخر الله لنا الشمس دائبة الحركة، تصبح علينا لترسل أشعتها بما تحمله من حرارة ونور وما تحتويه بكل ما تحتاج إليه الحياة من مسببات ، ثم تمسي لتشرق في آفاق غيرنا ثم لا تلبث أن تعود٠٠٠ليل ونهار شروق وغروب٠ والشمس نجم – نور ونار إنها قنبلة أيدروجينية أتون من نار تبلغ درجة الحرارة عند سطح قرص الشمس ٦٠٠٠ درجة مئوية، بينما تصل في الداخل إلي مئات الملايين من درجات الحرارة، والأيدروجين هو المادة الأساسية فى هذه النار٠

يبلغ نصف قطر الشمس حوالى٧٠٠ ألف كم وحجمها يعادل حجم الأرض حوالي مليون مرة وكتلتها ٢٠٠ مليون مليون مليون طن – حوالي ٣٣٣ ألف مرة كتلة الأرض٠

وتبلغ الطاقة التي تشعها الشمس من كل سم^{٢} من سطحها حوالي ١٠ حصان، ما يصل إلى الأرض ١/ بليون من هذه الطاقة، أي أن ما يصل للأرض من طاقة يقدر بحوالي ١٣مليون حصان/ كم^{٢} / الثانية وهذا القدر مناسب لنوعية الحياة الأرضية " **إنا كل شئ خلقناه بقدر**" (القمر : ٤٩) وتنتج هذه الطاقة من تحول الأيدروجين إلى هيليوم عن طريق عملية الاندماج النووي٠

وتدور الشمس حول نفسها من الغرب إلى الشرق، كما تتحرك في السماء وتجري بسرعة ١٩,٥ كم/ ث تجرى إلى مستقر لها٠٠٠" **والشمس تجرى لمستقر لها ذلك تقدير العزيز العليم** " (يس : ٣٨) والشمس لا تسير بمفردها بل تسير بكواكبها التسع وتوابعها – أي أن كل ما في المجموعة الشمسية يسير معها، والشمس تدور ومعها مجموعتها حول مركز المجرة التي تنتمى إليها وهى سكة التبانة بسرعة ٢٢٠ كم/ ث لتتم دورتها في حوالي ٢٥٠ مليون سنة.

والكواكب السيارة التسع التى تدور حول الشمس حسب قربها منها هي:

عطارد الزهرة الأرض المريخ المشتري زحل أورانس نبتون بلوتو٠

وهذه الكواكب ليست أجراما تضئ كالنجوم بل هى أجرام عالة على غيرها فيما تقدمه لها من نور وحرارة، لذلك أمكن رؤيتها، وتستمد النور والحرارة من الشمس وفى هذا يقول الله تعالى:

"**هو الذي جعل لكم الشمس ضياء والقمر نورا**"(يونس: ٥)

"**وجعل القمر فيهن نورا وجعل الشمس سراجا** "(نوح: ١٦)

وتدور كواكب المجموعة الشمسية كلها من غرب إلى شرق في مدارات بيضاوية وتكمل دورتها حول الشمس في مدد محددة :

- عطارد أقربها ويتم دورته في ٨٨ يوما٠
- الأرض في ٣٦٥ يوما٠
- بلوتو أبعدها في٢٤٨سنة، أسرعها عطارد وأبطؤها بلوتو.

تدور هذه الكواكب على بعد ملايين الأميال من الشمس، أقربها عطارد ويبعد عنها ٣٦ مليون ميل، فالزهرة ٥٧ مليون ميل، فالأرض ٩٣ مليون ميل – ١٥٠ مليون كم، ثم المريخ ١٤٠ مليون ميل، وأبعدها بلوتو حوالي٣٧ ألف مليون ميل٠

ومدار أي كوكب ثابت بالنسبة لجسم الشمس، وذلك بفعل قوتين تؤثران على الكوكب وتعملان عكس بعضهما هما: قوة التجاذب مع الشمس – وقوة الطرد المركزية٠

واثقال الكواكب: كتلة الأرض٦٠٠٠ مليون مليون مليون طن .. والشمس كتلتها ٣٣٣ ألف مرة كتلة الأرض– وعطارد أقلها، حوالي نصف كتلة الأرض، وأكبرها المشترى حيث تبلغ كتلته٣١٧ مرة كتلة الأرض، ولو فرض أن كتلة الشمس تمثل كرة قطرها متر واحد فإن عطارد يمثل عدسة والأرض تمثل فوله والمشترى وهو أكبرهم يمثل برتقالة ٠

وأحجــام الكواكــب – القطر بالألف ميل الشمس ٨٦٤٤، عطارد ٢،١ ، الزهرة ٧،٧، المشترى ٨٨،٦.

وكــلما كبر حجم الكوكب زادت قوة الجاذبية التي على سـطحه – الأرض أشد جاذبية من عطارد والزهرة، من ناحية أخرى الأرض أقل جاذبية من المشترى وزحل.

احـتفظت الأرض بالغـازات الأثقـل كالأوكسـجين والنيتروجين وبخار الماء وثاني أكسيد الكربون وذلك بسبب جاذبية الأرض لها.

وتوجد ظاهرة الأقمار الصناعية في المجموعة الشمسية، وهى تدور حول الكواكب السيارة فالأرض لها قمر والمريخ قمران والمشترى ١٢ وزحل ٩.

وهـذه الكواكـب تدور حول الشمس وتتحرك في رقعة السماء، وتختلف مواضعها في كل يوم وكل شهر وكل عام فهـي دائمـة السـير، كل كوكب يدور في مدار إهليجي: الشـمس في إحدى بؤرتيه فهو يقترب من الشمس ثم يبتعد عـنها ثـم يقترب منها ثانية وهذه دورة وكل كوكب له مداره يختلف ضيقا واتساعا عن مدار أخيه، وهى بأشكالها وأحجامهـا وأجرامها وأبعادها ومداراتها وأشكال مداراتها وأوقاتهـا وأقمارهـا وسـطوحها وما حملت كلها أشباه ونظائر وكلها وحدات قائمة سائرة في نظام واحد.

الأرض

الأرض كـروية الشكل يبلغ قطرها حوالي ١٣ ألف كم وكتلـتها حوالــي ٦٠٠٠ مليون مليون طن، محيط الأرض ٤٠ ألــف كم – الحجم ١٠٨ مليون كم^3 – مساحة اليابسة ١٤٨ كم^2– مساحة الماء ٣٦٦٢ كم^2 – أعلى ارتفاع ٨٨٠٠ متر– أعمق أعماق المحيطات ١١ ألف متر.

وتتفرطح الأرض قليلا كلما اتجهنا إلى أي من القطبين، ولــلأرض دورتان: دورة حول نفسها كل ٢٤ ساعة فيكون اليـوم وتجرى بسرعة ١٦٧٠ ميل / ساعة – ودورة حول الشمس تكملها في ٣٦٥ يوما.

وتدور الأرض حول محور ليس رأسيا، بل يميل على الرأســي بمقـدار ٢٣ درجــة، ومتوسط قربها وبعدها عن الشمس حوالي ١٥٠ مليون كم، تدور الأرض وأحد قطبيها يــتجه نحو الشمس، ثم يتغير الوضع بعد ذلك ويتجه القطب الآخر نحوها، لذلك يتغير الضوء والإشعاع تغييرا كبيرا في المــناطق المختـلفة مــن الأرض ٠٠٠حرارة وبرودة – صيف و شتاء.

وبجــانب الكواكب المذكورة بعالية توجد المذنبات التي تــدور حــول الشمس في نطاقات محددة، وتعتبر جزءا من المجموعة الشمسية.

ومراحل تكوين الأرض كانت عبارة عن تكوين أغلفتها الغازية و المائية والصخرية – وتكوين المحيطات والقارات والجبال – وتكوين التربة – وبدء دورة المياه حول الأرض – وتســوية سطحها – وخزن مائها تحت سطحها، ثم أتت بعــد ذلك مرحلة خلق الحياة في أبسط صورها إلى مختلف مستوياتها.

حين انفصلت الأرض من الشمس كانت كومة من التراب وليس فيها أثقل من السيليكون والألومنيوم، ثم رجمت بكومة مــن النيازك الحديدية بنفس الطريقة التي تصل بها النيازك الحديديــة اليــوم، ولكن بمعدلات أكثر، وفي هذا يقول الله تعــالى : **"وأنزلــنا الحديد فيه بأس شديد ومنافع للناس"** (الحديد : ٢٥)

اخترق حديد النيازك بحكم كثافته العالية هذه الكومة من الرماد واستقر في لبها فأنصهر وصهرها ومايزها إلى سبع أرضين.

١ – لــب الأرض الداخلي : ويتكون من ٩٠% حديد، ٩% نيكــل ،١%عناصر أخرى كالفوسفور والكربون وهو نفس تــركيب الــنيازك الحديدية تقريبا، وبعبارة أخرى فإن لب الأرض يتكون من كرة مصمتة من الحديد والنيكل.

٢ – لــب الأرض السائل الخارجي : يحيط باللب الصلب، وهو عبارة عن صلب سائل من نفس التركيب سمكه حوالى

٢٣٠٠كم من عمق ٥١٧٠ إلى ٢٨٨٥ كم تحت سطح القارات، ويفصل النطاقين منطقة إنتقالية سمكها حوالي ٤٥٠ كم شبه منصهرة .

واللب الداخلي والخارجي يمثلان ٣١ % من كتلة الأرض.

٣-٤-٥- **الوشاحات الثلاث:** من منسوب ٢٧٦٥ كم إلى عمق ١٢٠ كم تحت سطح القارات وهذه الوشاحات هى: وشاح سفلي - وشاح متوسط - وشاح علوي، وفي هذه الوشاحات تتناقص نسبة الحديد تدريجيا.

٦ - ٧ **الغلاف الصخرى:** وينقسم إلى قسمين : القشرة - وما تحت القشرة، نسبة الحديد فيهما حوالي ٥,٦ %. الحديد أكثر تماسكا من الذرات الأخرى والمجال المغناطيسي من الحديد والجاذبية من الحديد والحديد غير موجود بالشمس .

" **وترى الأرض هامدة فإذا أنزلنا عليها الماء اهتزت وربت وأنبتت من كل زوج بهيج** " (الحج : ٥)

" **والأرض بعد ذلك دحاها * أخرج منها ماءها ومرعاها * والجبال أرساها * متاعا لكم ولأنعامكم** " (النازعات : ٣٠ - ٣٣)

نطاق الغلاف الغازي الخارجي

يحيط الأرض غلاف غازي سمكه عدة إلى آلاف الكيلومترات، يتناقص فيه الضغط الجوى مع الارتفاع من ١ ك ج /س^{٢} عند سطح البحر إلى ما يقرب من الصفر في المستويات العليا .

ويمكن تقسيم الغلاف الغازي القريب من سطح الأرض حسب مواءمة الحياة إلي النطاقات الآتية:

١ - **نطاق المواءمة للحياة** : حتى منسوب ٣ كم فوق سطح البحر، يعيش الإنسان فيه بدون مخاطر، نطاق مناسب للتركيب الكيماوي والطبيعي لجسم الإنسان ووظائف الأعضاء - ويتوفر الأكسجين فيه بكميات كافية ومناسبة.

٢ -**نطاق شبه مواءمة:** من منسوب ٣-١٦ كم فوق سطح البحر (منتصف هذه المسافة هو منسوب قمم الجبال العالية) يتميز بنقص الأكسجين - وانخفاض الضغط الجوى.

٣ - **نطاق إستحالة الحياة** بعد منسوب ١٦ كم فوق سطح البحر، وفيه تستحيل الحياة بدون وقاية ، حيث أن الضغط - والحرارة - والرطوبة - وكمية الأكسجين غير مناسبة، بعد منسوب ٨ كم يكون التنفس بصعوبة ويحدث خلل في وظائف الأعضاء مثل: ضيق في الصدر - ضغط على الرئة والقلب - وخروج الغازات الذائبة من الجلد على هيئة فقاعات.

الطاقة الإشعاعية

الطاقة الإشعاعية لها صور عديدة أهمها: حزمة الضوء الأبيض - الأشعة تحت الحمراء - الأشعة فوق البنفسجية .

١- **الضوء الأبيض ويتكون من سبعة ألوان:** أحمر- برتقالي- أصفر- أخضر- نيلي- بنفسجي - أزرق، ونسبة الإشعاعات التي تصل إلى الأرض ٣٨ % وهى مهمة جدا في حياة الإنسان والنبات والحيوان .

٢- **الأشعة فوق الحمراء:** النسبة التي تصل إلى الأرض ٥٣ % وهي مهمة في تدفئة الأرض وما عليها من صور الحياة، وهى تدخل في كافة العمليات الكيماوية والحيوية.

٣- **الأشعة فوق البنفسجية:** النسبة التي تصل إلى الأرض تمثل ٩ % من أجمالي الأشعة.

ويلاحظ أن باقي الأشعة تمتص في النطاق المتأين ونطاق الأوزون.

كتلة الأرض

كتلة الأرض كما سبق ذكره ٦ آلاف مليون مليون مليون طن وهذه الكتلة محددة بدقة ....

* مــاذا يحدث لو أن كتلة الأرض كانت أصغر من كتلتها الحالية ؟

الجـواب لن يكون في مقدور الأرض الاحتفاظ بأغلفتها الغازيـــة والمائية، ولاستحالت الحياة عليها حيث تزيد درجة الحــرارة، فالغلاف ألغازي يعتبر من نطاقات الحماية، ولا يمكــن لــلحياة أن توجد في غيبة من النطاق الغازي، فهذا الغــلاف يــرد جــزءا كــبيرا من حرارة الشمس وأشعتها المهلكة، كما يرد قدرا هائلا من الأشعة الكونية، كما تحترق فيه الشهب وأغلب النيازك التي تهطل على الأرض كحبات المطر في كل يوم٠

*مــاذا يحــدث لــو أن كتلة الأرض كانت أكبر من الكتلة الحالية ؟

تكــون النتيجة زيادة قدرتها على جذب أشياء أكثر(حيث أن الجاذبية تتناسب طرديا مع الكتلة) مما يترتب عليه إعاقة الحركة واستحالة النمو الكامل لأي كائن حي، لان الزيادة في الحجم يساعد الأرض على زيادة جذب صورا جديدة من المادة والطاقة المنتشرة في الغلاف الغازي، فيزداد ضغطه عــلى سطح الأرض كما تزداد كثافته فيعوق وصول القدر الكافي من أشعة الشمس.

المسافة بين الأرض والشمس

بعد الأرض عن الشمس قدره الله ســبحانه وتعالى بدقة بالغــة تســمح لــلأرض أن تتــلقى قدرا معينا من طــاقة الشـــمس يتناسب مع حاجات جميع الكائنات الحية على ســطحها وفي مياهها وهوائها بغير زيادة أو نقصان إلا في الحــدود الموائمة لطبيعة الحياة الأرضية في مختلف فصول السنة٠

* لــو كــانت الأرض على مســافة نصف المسافة الحالية لــزادت كميــة الطاقة التي تتلقاهــا الأرض إلى أربعة أمــثال الكميــة الحاليــة، وتكون النتيجة تبخر الماء – وخلخــلة الهــواء – واحــتراق جميع صــور الحيــاة (كوكب عطارد الذي يقع على مسافة أقرب للشمس من الأرض تصــل درجــة الحــرارة فيه إلى حوالي ٢٢٠ درجة مئوية)

* لــو كــانت الأرض عــلى مسافة ضعف المسافة الحالية لنقصــت كميــة الطاقة التى تصل إلى ربع كميتها الحالية ولتجمدت كل صور الحياة واندثرت بالكامل٠

واخــتلاف بعــد الأرض قربا من الشمس وبعدا عنها يختــلف معــه طــول السنة وطول كل فصل من الفصول بالــزيادة أو النقصـــان مما يؤدى إلى اختلال ميزان الحياة على سطحها.

فسبحان من حدد للأرض بعدها من الشمس وحفظها في مدارها المحدد وحفظ الحياة على سطحها٠

سرعة الأرض

سرعة الأرض حول نفسها ١٦٧٠ ميل / الساعة

* لــو أن السرعة زادت عن ذلك لقصر طول اليوم بنهاره وليله واصبح قصر اليوم مخلا٠
* مــن ناحية أخرى لو أن سرعة الأرض نقصت عن ذك أي أن السرعة أصبحت بطيئة لطال طول اليوم بنهاره وليله واصبح الطول مخلا٠

وفـــي كلتا الحالتين يختل نظام الحياة ويؤدى إلى فنائها، لان القصـــر والكــبر يخــلان بنظام الحياة وبتوزيع طاقة الشمس على المساحة المحددة للأرض وبالتالي يخل بجميع العمليات الحيوية الحياتية: النوم واليقظة – التنفس والنتح – الدفء والبرودة – الرطوبة والجفاف – دورة المياه.

محور الأرض والمدار

يميل محور الأرض على الرأسي بمقدار ٢٣درجة على الرأسي ٠

مـــاذا يحدث لو استقام المحور الذي تدور حوله الأرض أي يصـــبح رأســـيا وليـــس مـــائلا؟ وماذا يحدث لو دارت الأرض حـــول الشمس في مدار دائري بدلا من بيضاوي؟ إذن لاختفت الفصول الأربع ولم يكن هناك صيف ولا شتاء، ولتساوى الليل والنهار على مدار السنة، لان كل نقطة على

سـطح الأرض ستصبح على مسافة من الشمس ثابتة طول العام وستظل الحرارة ثابتة.

مـدار الأرض حول الشمس في شكل بيضاوي ووضع الشـمس قـربا أو بعدا وعلى مسافات منضبطة من الشمس يـلعب دورا مهما في ضبط كمية الشمس الواصلة إلى كل جـزء مـن أجـزاء الأرض، وهو من أهم العوامل لجعلها صالحة لنمط الحياة المزدهرة على سطحها. وهذا ناتج عن الاتـزان الدقيـق بيـن القوة الطاردة المركزية التي دفعت بـالأرض خارج نطاق الشمس – وشدة جاذبية الشمس لها، ولـو اخـتل هـذا الـتوازن بأقل قدر ممكن فإنه يعرض الأرض:

* إمـا بالابـتلاع بواسطة الشمس حيث درجة حرارة قلبها يزيد عن ١٥ مليون درجة.
* أو يعـرض الأرض للانفـلات من عقال جاذبية الشمس فتضيع في فسحة الكون المترامية.
  - فيتجمد من عليها من شدة البرودة.
  - أو تحرق بواسطة الأشعة الكونية.
  - أو تصدم بنجم آخر أوجرم.
  - أو تبتلع بنجم آخر – فالكون مليئ بالمخاطر.

الجاذبية

السرعة المطلوبة لأي جسم يريد أن يهرب في عكس اتجـاه جاذبيـة الأرض ألا تقل سرعته عن ١١,٢ كم/ث. وحركة جسيمات المادة في الغلاف الغازي للأرض أقل من تـلك السـرعة، لـذا أمكـن أن تبقى في الغلاف الغازي، ولوفقـدت الأرض الغـلاف الغـازي لأمطرت بوابل من الأشعة الكونية، وبالنيازك الكفيلة بتدميرها.

ويـلعب المجـال المغناطيسـي دورا هاما في حماية الأرض من الأشعة الكونية – ويمتد هذا المجال إلى حوالى ٥٠ ألف كم فوق سطح الأرض.

الجبال والأنهار

الجـبال والأنهـار ثنائية وردت في القرآن الكريم في أكثر من آية، وربما كان السبب هو ارتباط النهر بالجبل كما أن الحيـاة قائمة في معظمها بسبب هذه الرابطة، والجبال هـي منشأ الأنهار ومنابعها، فعندما تصطدم الرياح الرطبة بالجـبال تـرتفع إلى أعلى فإذا بردت تكثف البخار الذي تحمله وتحول إلى قطرات ماء أو إلى قطع صغيرة من الثلج وتـتجمع الميـاه في الروافد حتى تبلغ مجرى النهر وتشق طريقها إلى أسفل حاملة معها جزيئات صخرية من الجبال وهى فـي طـريقها إلى السـهول والوديان لتروى الزرع وتسـقى الإنسـان والحيوان وكافة الأحياء، وهذه الجزيئات هي الأساس في تكوين التربة التي يتغذى عليها النبات.

"وهـو الذي مد الأرض وجعل فيها رواسي وأنهارا ومن كل الثمرات جعل فيها زوجين أثنين " (الرعد: ٣)

"ألم نجعل الأرض مهادا والجبال أوتادا " (النبأ : ٧)

" والجبال أرساها متاعا لكم ولأنعامكم" (النازعات : ٣٢)

المــاء

وأنزلنا من السماء ماء بقدر (المؤمنون : ١٨)

"وجعلنا من الماء كل شئ حي " (الأنبياء : ٣٠)

الماء مطلوب لتلبية متطلبات الحياة على كوكب الأرض – ولكـي يحفظ التوازن الحراري على سطحها، ويقلل من فروق درجات الحرارة بين الصيف والشتاء، ويصون للحياة بمختلف أشكالها ومستوياتها.

يغطى الماء ٧١% من سطح الكرة الأرضية بيتما تغطى اليابسة ٢٩% من المساحة _ كمية الماء على سطح الأرض ١٣٦٠ مـليون كم^{3} منها ٩٧,٢% ماء مالح و ٢,٨% ماء عذب.

ولكـي يحفظ الله تعالى الماء من التعفن والفساد حركه الله فـي دورة معجزة تعرف بأسم "دورة المياه الأرضية"، تحمـل كـل سـنة ٣٨٠ ألـف كم٣ من الماء بين الأرض وغلافها الغازي- حيث معدل التبخر يساوى معدل التساقط، أي أن المطـر الـذي يسـقط سنويا على الأرض – على

المحيطـــات واليابسة – يقدر بحوالي ٣٨٠ ألف كم[٣]، يسقط مـــنها عـــلى المحيطـــات حوالـــي ٨٠% منه والباقي على اليابســـة، بمعـــدل تساقط سنوي ٨٥,٧ سم : التساقط على الصـــحراء صفر – و أعلى معدل تساقط ١١,٤٥ سم (في جزر هاواي)

* لـــو زاد الماء المتساقط عن هذا القدر لغطى الماء سطح الأرض وغرق كل شئ ٠

* لو نقص أو قل الماء المتساقط عن هذا القدر لقصر الوفاء بمتطلـــبات الحياة الأرضية وصدق الله العظيم حيث يقول وأنزلنا الماء بقدر.

الليل والنهار

" وجعلـــنا الليل والنهار آيتين فمحونا آية الليل وجعلنا آية النهار مبصرة لتبتغوا فضلا من ربكم ولتعلموا عدد السنين والحساب " (الإسراء : ١٢)

نعمة الله على أهل الأرض أنه محى إنارة الليل وأبقى إنارة النهار، وهذه نعمة كبيرة ولولا ذلك ما استقامت الحياة ولا استطاع الإنسان الإحساس بالزمن ولا بالتاريخ٠

حزام النهار في نصف الكرة الأرضية المواجه للشمس لا يـــتعدى ٢٠٠ كم فوق سطح البحر. بعد ال ٢٠٠ كم٠– تصـــبح الشـــمس وسائر النجوم بقعا زرقاء باهتة في بحر غامق من ظلمة الكون لأن أضواء النجوم والشمس لاتجد ما يشتته أو يعكسه في فسحة الكون، " **والنهار إذا جلاها**"

والـــنهار هو الذي يجعل الشمس واضحة وجلية لأحاسيس المشاهدين٠ .

والكون خارج نطاق نهار الأرض ظلمة – ظلام دامس ٠

الكم والكيف

فـــي كل ما ذكر بعاليه كان هناك اعتباران دائما، هما الكم والكيف في كل ما يحدث :

الكيـــف عـــبارة عن هيئة الأشياء وتركيبها ومسبباتها ومجرى الظواهر الكونية وحدوثها والسنن الإلهية وجريانها والقـــرآن الكريم يشدد التنبيه عليها في مواضع كثيرة منها قوله تعالى :

"فانظروا إلى آثار رحمة الله كيف يحي الأرض بعد موتها " (الروم:٥٠)

"ألـــم تـــر إلى ربك كيف مد الظل ولو شاء لجعله ساكنا ثم جعلنا الشمس عليه دليلا ثم قبضناه إلينا قبضا يسيرا " (الفرقان: ٤٥ ، ٤٦)

" افـــلم ينظروا إلى السماء فوقهم كيف بنيناها وزيناها وما لها من فروج " (ق: ٦)

" أفـــلا يـــنظرون إلى الإبل كيف خلقت وإلى السماء كيف رفعـــت وإلى الجـــبال كيـــف نصـــبت وإلى الأرض كيف سطحت" (الغاشية: ١٧ – ٢٠)

والكم يتعلق بالحجم – والكتلة – والزمان – والمكان

"وكل شيء عنده بمقدار" (الرعد :٥)

"إنا كل شئ خلقناه بقدر" (القمر : ٤٩)

"قد جعل الله لكل شئ قدرا" (الطلاق :٣)

والخلاصة

أن الأرض كوكـــب فـــريد فـــي كل صفة من صفاته أهله بجـــدارة أن يكـــون مهدا للحياة الأرضية بكل مواصفاتها، وســـبحان من حدد المسافة بين الأرض و الشمس وحفظها فـــي مدارهـــا المحـــدد، وحدد كمية الشمس الواصلة إلى الأرض في الفصول المختلفة ، التي تعتبر من أهم العوامل الـــتي جعـــلت الأرض صالحة لنمط الحياة المزدهرة على ســـطحها، كما حدد سبحانه وتعالى للإنسان نطاقا معينا من الأرض وغلافهـــا الغـــازي حـــتى تتواءم فيه بيئة الإنسان الجســـدية ووظـــائف أعضائه المختلفة، فإذا خرج عن هذا الـــنطاق يمـــوت كمـــا يموت السمك إذا خرج من الماء – والحمد لله رب العالمين ٠

بلـــديـــات

د.احمد خالد علام

١- مشروع الوحدات المجمعة بالريف المصري

في عام ١٩٥٤م قام المجلس الدائم للخدمات بدراسة الخدمات المطلوب توفيرها بالريف المصري، وانتهت الدراسة إلى ضرورة رسم خطة لإنشاء "وحدات خدمة محلية ريفية" تخدم الوحدة ما بين ٤-٥ قرى سميت بإسم "الوحدة المجمعة"،تشمل الوحدة خدمات تعليمية وإجتماعية وصحية وزراعية- بجانب مشروعات الإنعاش الإقتصادي، على أساس أن تؤدي هذه الوحدة الخدمات دون مغالاة في التخصص بطريقة شاملة، بينها تنسيق متكامل في خدماتها، ديمقراطية في إتجاهاتها، تعد أهل الريف للحكم المحلي السليم، حيث يشارك أعضاء من أهل القرية رؤساء الاقسام الأربعة في إدارة الوحدة.

تتكون الوحدة من ٤أربعة اقسام رئيسية هي: مدرسة إبتدائية بها٠فصول صناعية - مجموعة صحية بها حوالي ٢٠ سريرا - مركز إجتماعي - وحدة زراعية بيطرية - بجانب حقول الإرشاد ومشروعات الإنعاش الإقتصادي الريفي.

وقسم ريف مصر إلى ٨٦٣ وحدة مجمعة، وبني في الفترة من ٥٤-١٩٦٠م ٣٣٠ وحدة أي حوالي ثلث العدد المقرر إنشائه، وأدت الوحدات المجمعة التي أنشئت رسالتها بنجاح .

وفي عام١٩٦٠م زار الرئيس نهرو مصر، وأصطحبه الرئيس جمال عبد الناصر في زيارة للوحدة المجمعة بقرية القناطر الخيرية - كانت القناطر الخيرية قرية في ذلك الوقت - وأعجب الرئس نهرو بالفكرة حيث شاهد تلاميذ المدرسة الإبتدائية ما بين الفصول التعليمية والصناعية وحقول التجارب والمنحل ومعامل دود القز، وعندما رجع إلى الهند قال:" لقدوجدت الجمهورية العربية المتحدة الطريق السليم للنهوض بالريف المصري"

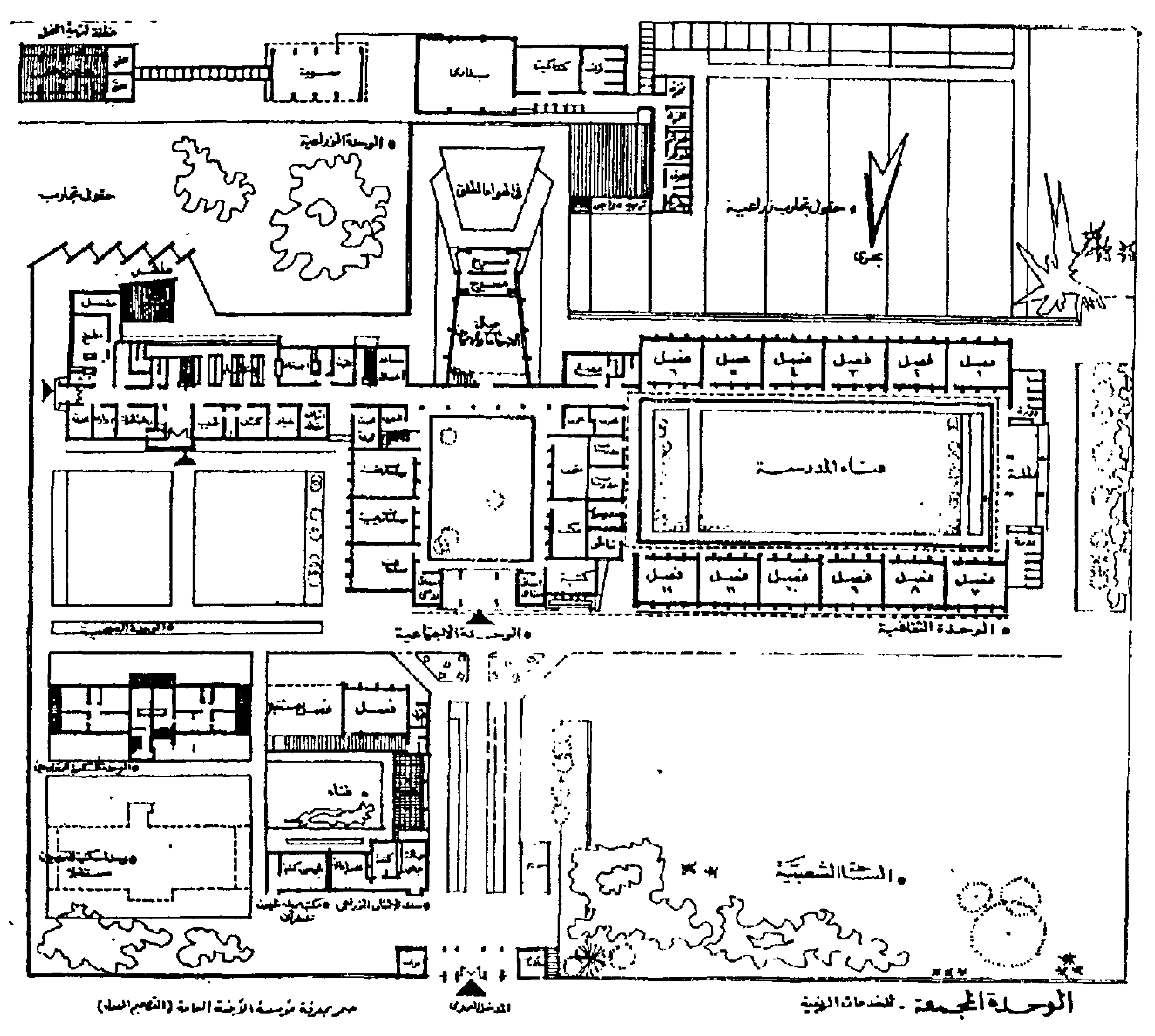
في هذا الوقت كانت الحكومة في مصر تتغير، وتأتي وزارة جديدة لتصدر قانونا جديدا يسمى بقانون "الإدارة المحلية" ترتب عليه وقف إنشاء بقية الوحدات المجمعة، وتوزيع الأقسام التي تتكون منها الوحدات القائمة على الوزارات التابعة لها، وإنتهت الفلسفة التي قامت عليها الوحدة المجمعة من تكامل وتنسيق وبناء وحدات الخدمة الريفية في مكان واحد، وعدم المغالاه في التخصص، وإعداد أهل الريف للحكم المحلي، وهكذا إنفرط عقد الوحدة المجمعة...والله المستعان ..

٢- مشروع تعميم مياه الشرب فى الريف المصرى

في الفترة بين ٥٢-١٩٦٠م تبنت الحكومة المصرية مشروع تعميم مياه الشرب فى الريف المصري، وبلغت تكاليف المشروع أكثر من ١٥ مليونا من الجنيهات.

ولما كانت تكلفة المتر المكعب من المياه الصالحة للشرب عن طريق دق آبار جوفية - ارتوازية - أقل من تكلفة المتر المكعب الناتج من عمليات الترشيح والتنقية، فقد قسم الريف المصري حسب نوعية المياه الجوفية إلي قسمين:

* شمال الدلتا والفيوم حيث المياه الجوفية مالحة وغير صالحة للشرب، أنشئت بـه ٦ ست محطات كبرى" ترشيح وتنقية" تغذي المحطة سكان محافظة أو أكثر.



الوحدة المجمعة للخدمات الريفية

* باقي محافظات الدلتا والصعيد – المياه الجوفية بهـا عذبة وصالحة للشرب – دقت بها آبارجوفية – إرتوازية – تغذي البئر قرية أو أكثر.

ومحطات الترشيح والتنقية التي أنشئت فى شمال الدلتا والفيوم هي:بساط كريم الدين – الدقهلية، شربين – الدقهلية، فوة – كفر الشيخ، أبـو حمص – البحيرة، العباسة – الشرقيية، العزب – الفيوم، وبعض هذه المحطات كانت منشأة من قبل وتوسعت في هذا المشروع وهي بساط وشربين والعزب.

تخرج من محطة الترشيح شبكة ضخمة من المواسير لتغطي قرى المحافظة وبعض القرى المجاورة، وعندما يقابل الخط الرئيسي قرية يتفرع منه خط ثانوي – خط مواسير اسبستوس قطر ٦ ستة بوصة، يحيط بالقرية من الخارج، وغالبا ما يمتد فى طريق داير الناحية، تقام علي هذا الخط الفرعي حوالي أربع مجموعات شرب في المتوسط (ستشرح المجموعة فيما بعد).

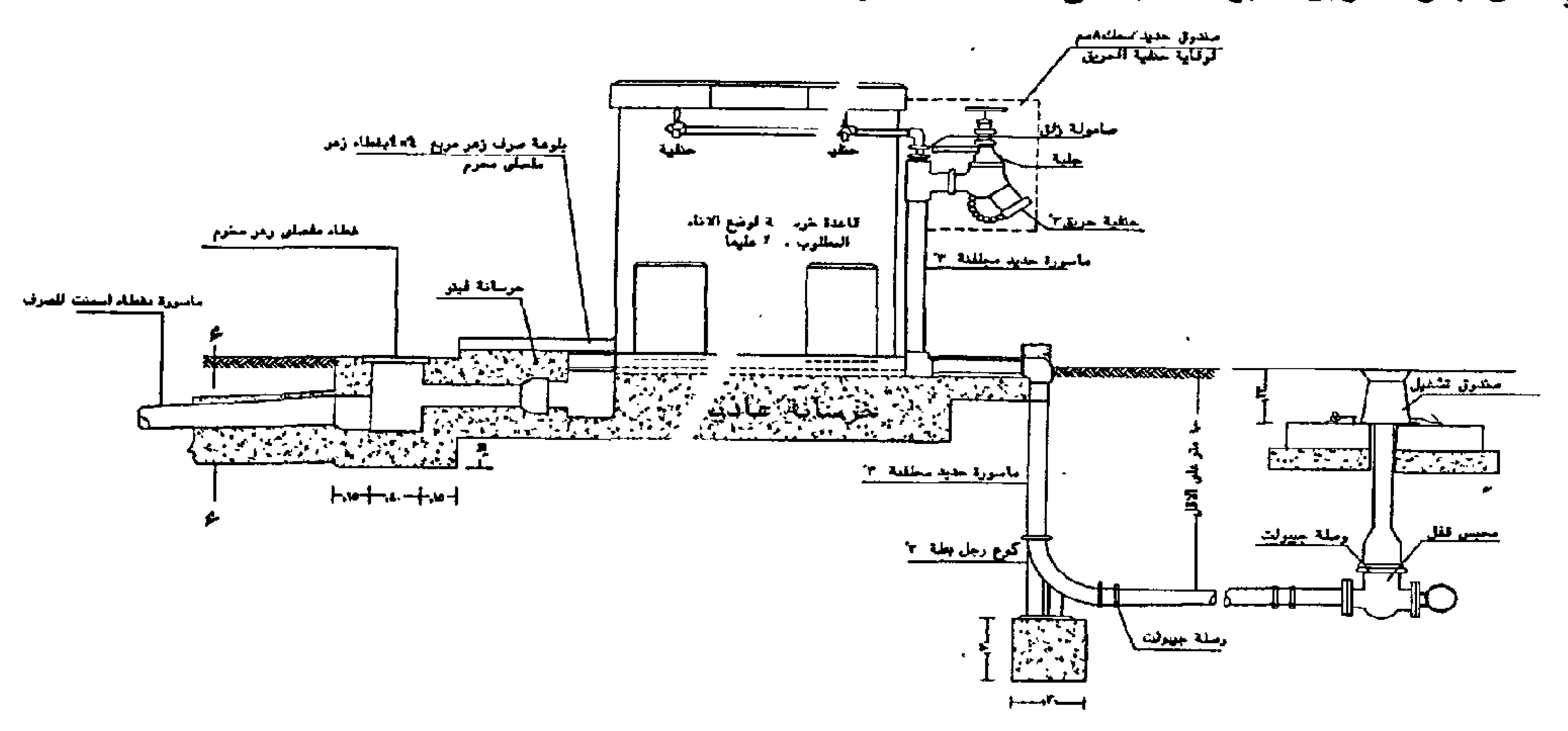
وكانت سياسة الدولة فى ذلك الوقت عدم توصيل المياه إلى مساكن القرية خوفا من تسرب المياه من خطوط المواسير وتهدم المباني الطينية لعدم وجود وسيلة صرف صحي للمياه المستعملة.

وتم المشروع بالكامل في الفترة بين ٥٢-١٩٦٠م، ووصلت مياه الشرب لجميع القرى، وبعد فترة وأمام الضغوط الشعبية والسياسية تغيرت سياسة الدولة ومدت خطوط المواسير لمباني القرية، ودخلت مياه الشرب غالبية

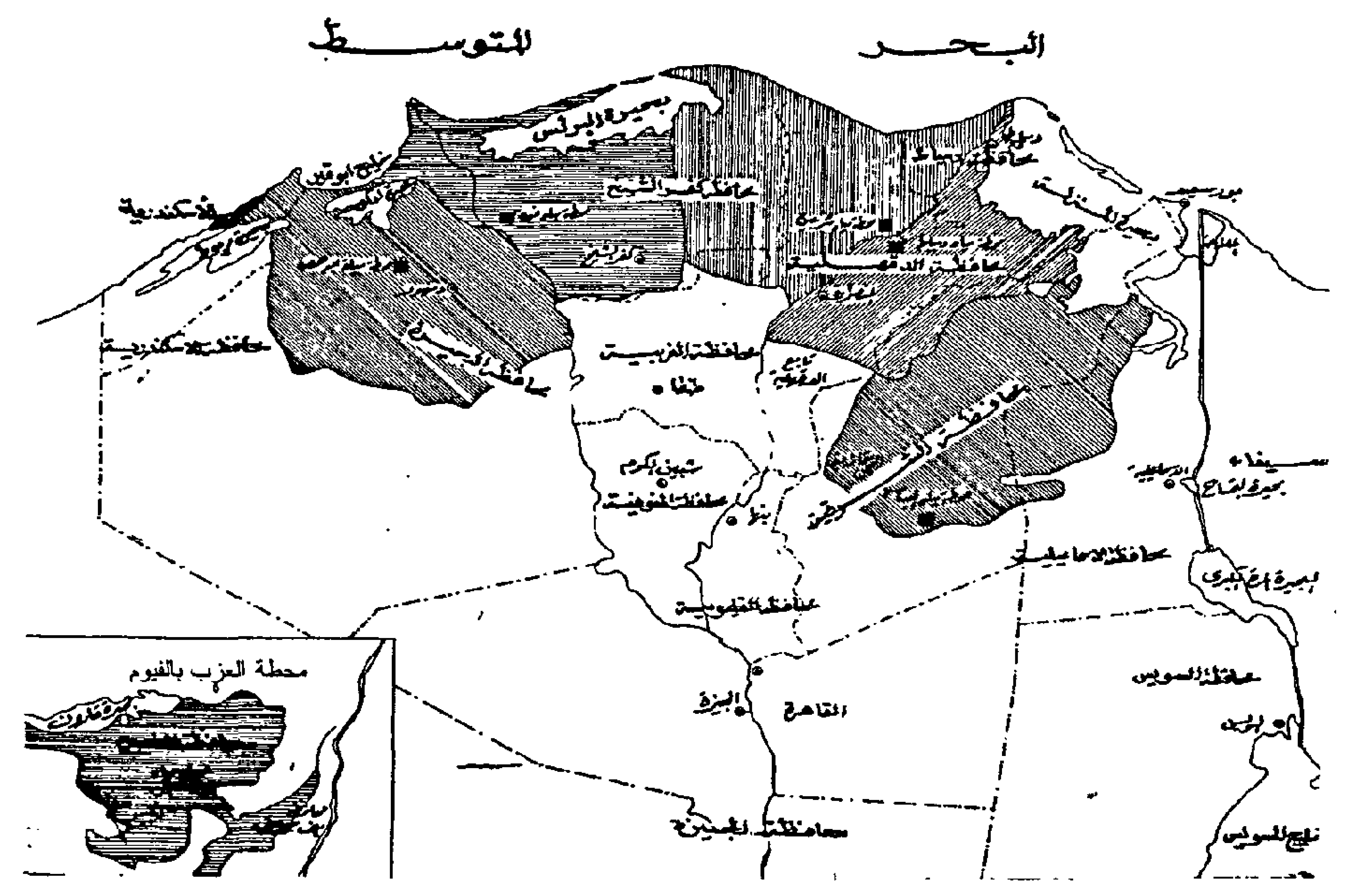
مساكن القرية، ولعدم وجود وسيلة صرف صحي إرتفع منسوب المياه الجوفيية، واصبحت معظم القرى في مصر وبالذات في الوجه البحري تعيش فوق بركة من مياه الصرف.

مجموعة مياه الشرب:

كان خط المواسير الفرعي الذي يغذي القرية المصرية – والذي كان يمر بطريق داير الناحية فى أغلب الأحيان– كان يقام عليه بالنسبة للقرية العادية – المتوسطة – أربع مجوعات شرب، يزيد عددها في القرية الكبيرة ويقل في القرية الصغيرة، تتكون المجموعة من أربع حنفيات شرب، تعمل أوتوماتيكيا وحنفية حريق لمكافحة الحرائق التي تنشب فى القرية، والآن وبعد مرور اكثر من أربعين عاما على إنشاء هذه المجوعات، يتساءل البعض:كم من هذه الحنفيات يعمل الآن...



قطاع فى مجموعة حنفيات مياه الشرب التى تم تنفيذها فى قرى مصر ضمن مشروع تعميم مياه الشرب بالريف المصرى فى الفترة من ١٩٥٥-١٩٦٠



مشروع تعميم مياه الشرب فى الريف المصرى ٥٢-١٩٦٠

محطات الترشيح والتنقية: العباسه (الشرقية)، بساط كريم الدين (الدقهلية)، شربين (الدقهلية)، فوه (كفرالشيخ)، أبوحمص(البحيرة)، العزب (الفيوم).

Table 7: Financial Aspects of the Proposed Scenarios

Scenario	Class	Load	System Capital Cost US$	O & M US$	Net Benefits US$	Pay back Period (year)
I	* Direct Use * WWTP	0.25 0.75	1,977,000	405,200	-158,180	--
II	* Direct Use * Marginal * WWTP	0.25 0.15 0.60	2,127,000	369,100	-6600	--
III	* Direct Use * Marginal * Integrated system	0.25 0.15 0.6	2,500,000	368,500	428,850	5.8
IV	WWTP	1	2, 075,000	520,520	-520,520	--

6- CONCLUSION

Management of textile industrial effluents is a rather complicated task taking into consideration the complexity of waste, the specificity of the product mix, the manufacturing technology and the numerous established options for treatment and reuse. A rather simplified approach is developed based on experience gained through auditing Egyptian textile plants and the established norms for commercial reuse technologies.

The procedure involves segregation of the effluents into three quality level streams based on functional quality criteria dictated by the water need of the different manufacturing processes within textile industry.

The streams identified as acceptable for direct reuse, marginal and rejected streams enable the development of 4 scenarios comprising three reuse scenarios ranging from limited to maximum reuse and a total treatment scenario. Comparison of the four scenarios for a given typical pollution load generated from a typical Egyptian dyeing and finishing plant reveals the promising financial advantages of the reuse scenarios based on commercial membrane separation schemes as compared to the total treatment scenario.

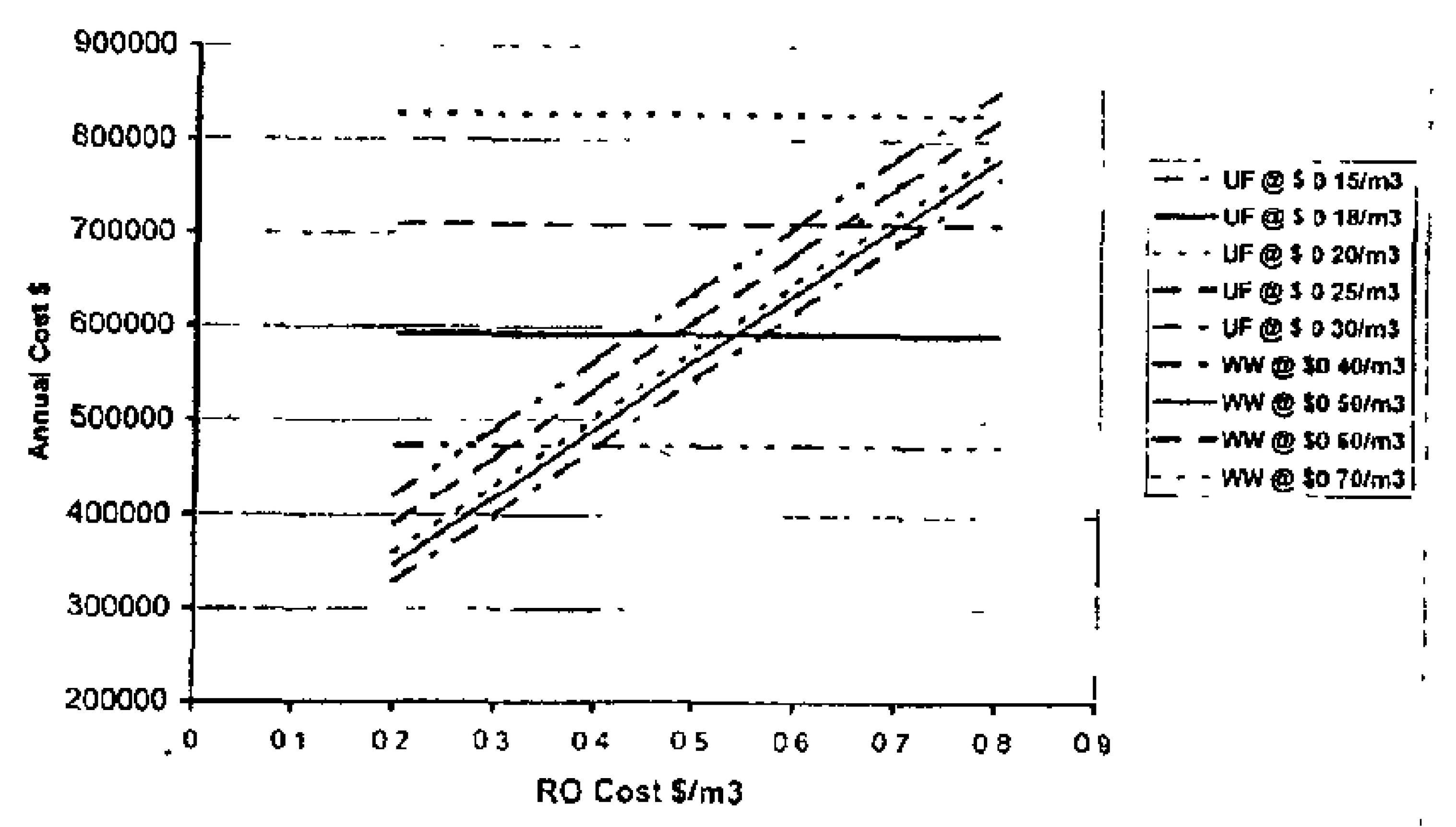


Fig. 6- Annual Cost of the Maximum Reuse System at Various Unit Cost of RO and UF

REFERENCES

1- *Reife, A.,Freeman, H.S; "Environmental Chemistry of Dyes and Pigments"; John Wiley & Sons, Inc., (1996).*

2-*Fernand, S.; Textile Chem.Color., 30, No.4, 19 (1998).*

3- *Porter, J.J. Sargent, T.N.; Textile Chem. Color., 9; No. 11,269 (1977).*

4- *Porter, J.J., Textile Chem. Color., 22,21 (1990).*

5- *Johnston, L.; Wett, T.W.; Chem. Pro., March, 36 (1989).*

6- *Fuchs, A.; Breslau, B.R.; Toompas, A.J.; Text. Ind. 147 (12), 44 (1983).*

7- *Schuderi, F.; AES. 4 (6-7), 63 (1982).*

8 *Rozelle, W.N.; Text. World 144 (1), 67 (1994).*

9- *Brandon, C.A.; "Closed Cycle Textile Dyeing: Full-Scale Hyper filtration Demonstration, Demonstration (Design)", U.S. Environmental Protection Agency, EPA-600 / 2- 80-005, March (1980).*

10- *Environmental Quality International; "Environmental Study"; Hosny Dyers and Finishers USAID-Manufacturing Technology Center (MTC), (1999).*

11- *El- Defrawy, N.M.H; Abdel Raouf, S.A; "Industrial Audit-Cairo Dyeing & Finishing Co.", Egyptian Environmental Affair Agency, EEAA; Technical Cooperation Office for the Environment; Overseas Development Administration (ODA) Entec, (1997).*

12- *Martin, J.G.; Joby, W.W; "Identification and Reduction of Pollution Sources in Textile wet Processing", Pollution Prevention Pays Program, North Carolina, (1986).*

13- *Pickering, K.D.; Wiesner, M.R.; Journal of Environmental Engineering, 119.No. 5, 772 (1993).*

14- *Adham, S.S.; Jacangelo, J. G.; Laine, J.M.; Journal AWWA, 88, No.5, 22 (1996).*

15- *Bergman, R.A.; Journal AWWA, 88. No.5,32 (1996).*

a) Water Reuse

According to the first scenario about 850 m3 can be reused directly in knitted & woven goods factories. The selected streams originate mostly from cold, hot rinsing and other relatively pure streams. The intervention system to realize reuse objectives includes multi port drain assembly, collector pipes, sumps, pumps and tanks. The total cost for the reuse system is about US$ 312,000. The annual savings based on water and chemical reuse amounts to about US$ 250,000.

The second scenario comprises direct use and additional opportunity which is availed through the treatment of about 485 m^3/day of marginal streams generated from neutralization, overflow rinsing, shirt washing and scouring rinse. The anticipated total dissolved solids (TDS) of this stream is about 2000-3000 ppm, which could be reduced by appropriate low pressure RO system. An RO scheme costing about US$ 300,000 would produce about 400 m^3/day of pure water realizing additional savings of about US$ 115,700 annually.

The third scenario comprises direct use, reuse of treated marginal quality flows and desalination of the inferior quality wastewater using an integrated scheme comprising a two-stage RO system preceded by a UF pretreatment module. The generated wastewater flows comprise 8% of the load generated from the retentate of the UF stage and an additional 5% of the load generated as brine from the low pressure RO and the two stage RO as shown in figure (5). The treatment requirements are thus reduced from 75% (1st scenario) to about 13% through the application of the third scenario. The cost of the integrated reuse scheme is about US$ 1,888,000 realizing additional savings of about US$ 435,000 annually.

When applying maximum water reuse scenario, wastewater treatment will be reduced from 100% of the load according to the non reuse scenario to about 13% in maximum reuse scenario. The chosen wastewater treatment technology is the activated sludge treatment, except in the third reuse scenario where the retentate of the UF will be directed to anaerobic treatment while the concentrate of the low pressure RO as well as the second stage RO would be further concentrated via evaporation pond.

b) End of Pipe Treatment

The fourth scenario manifests capital expenditure and O & M cost in addition to exhaustion of water, a resource that is an important asset in arid zones. A total annual cost of about 0.6 million dollars is needed to sustain the treatment system performance. Partial component failure or total system failure would cause negative impact on the environment.

c) Comparative Financial Analyses

The financial aspects of the non reuse scenario versus the three reuse ones are presented in table (7). The comparison comprises capital outlay, O&M costs[13-15], net financial benefits and pay back period. Obviously, the non reuse scenario manifests the maximum annual expenditure while the third reuse scenario realizes a direct positive outcome. The pay back period of the latter scenario is about 5.8 years. Figure (6) demonstrates the total annual cost for the maximum reuse (3rd) scenario and the non reuse (4th) scenario for varying unit cost of UF, RO and wastewater treatment .The financial analyses for the specific case under study has been concluded according to the cost data identified by the solid lines in figure (6).

Reasonable variations may be expected due to the detailed design features, component specifications, site development and market competition. Figure (6) enables a rather generalized quantitative description to compare the total annual cost for the maximum reuse with the non reuse scenarios based on variations of unit treatment costs. The adopted sensitivity analysis acknowledges the prevailing cost ranges of the different intervention technologies based on reported cost data.

The recognized reliable ranges are from US$ 0.15-0.3, 0.2-0.8 and 0.4-0.7 per cubic meter for UF, RO and wastewater treatment respectively. For instance, the annual cost of the non reuse scenario will equal the annual cost of the maximum reuse scenario when the unit costs are US$ 0.5, 0.43 and 0.3 per cubic meter for wastewater treatment, RO and UF respectively.

However the annual cost in the case of recovery is associated with the direct benefit of about US$ 800,000 annually due to the produced water, chemicals and avoided treatment cost.

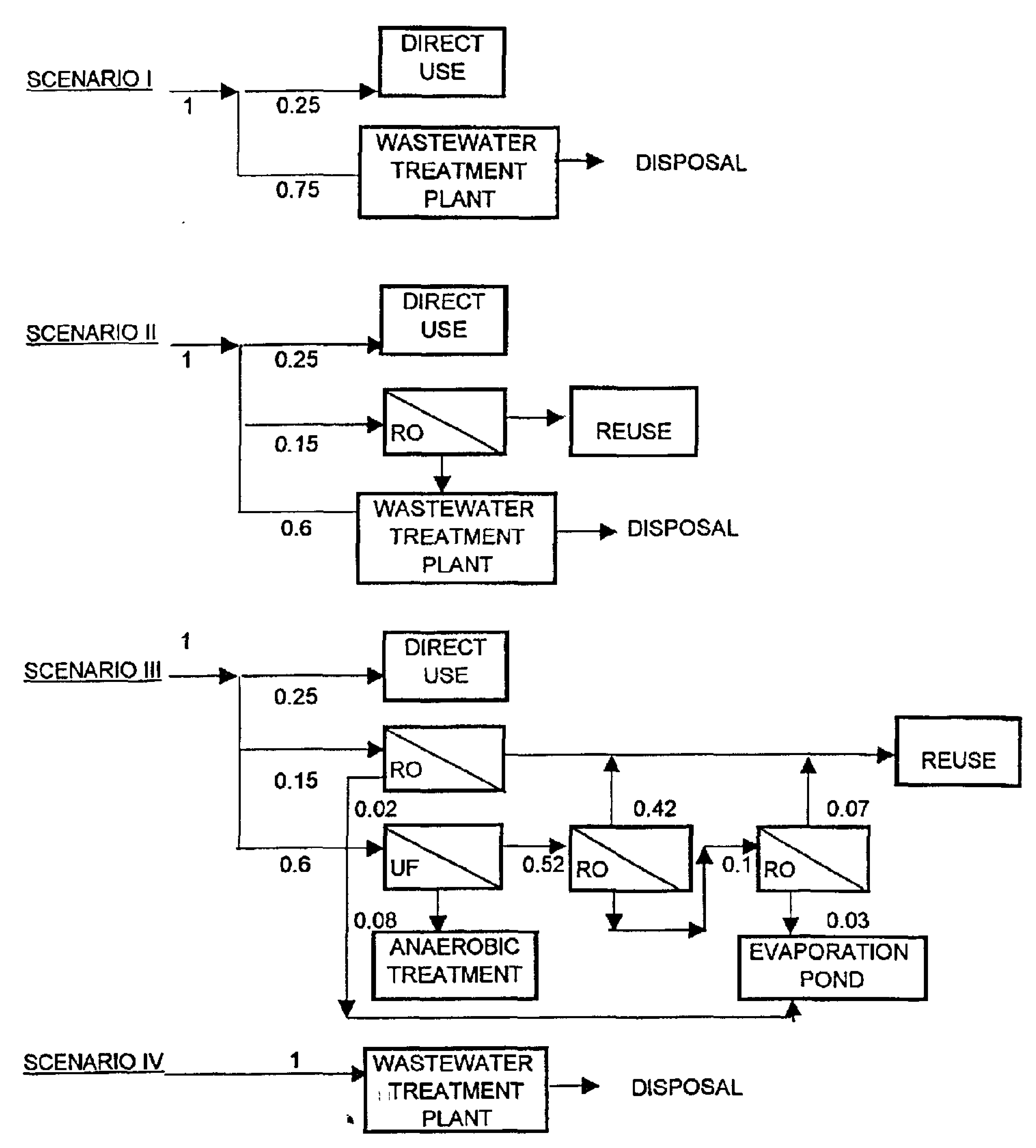


Fig. 5- Schematic Representation of the Proposed Scenarios

Table 6: Cost and Benefits for Adopted Processes at Corresponding Load Ratio

Process	Load	Capital Cost US $	O & M US $	Depreciation US $	Cost/M³ US $	Benefits US $			
						Water	Chemicals	Avoided WWT	Total Benefits
* Direct use	0.25	312,000	14,800	15,600	0.1	77,000	15,700	154,200	247,000
* Marginal use	0.15	300,000	42,000	65,000	0.5	38,500		77,000	115,500
* Integrated system	0.6								
* UF	0.52	510,000	61,500	51,000	0.18	144,950		289,900	434850
* RO	0.49	870,000	202,900	875,730	0.50				
* Anaerobic. WWT	0.08	443,000	47,300	14,800	0.66				
* Evap. pond	0.03	65,000							
	.	1,888,000	311,700						
* WWTP	1	2,075,000	520,520	69,150	0.5				

Table 4- Quantitative Distribution of Categorized Streams Among Specific Processes[10]*

Activity/Processes	Water	%
Accepted streams Water		
a) Knitted goods		
- Cold rinse (twice after dyeing)	156	
- Hot rinse (after scouring)	40	
- Hot rinse (after bleaching & half bleaching	35	
- Boiling rinse (after dyeing)(accept half)	56	
Overflow rinse (after dyeing)(accept half	39	
- Overflow rinse (after bleaching)	39	
- Softening	69	
	434	
b) Woven goods		
- Mercirise rinse	130	
- Bleach rinse	12	
- Mercirising concentrated rinse	50	
- Garment preparation	35	
- Garment softening	10	
- Jiggers	165	
	402	
	836	**25**
- Marginal Streams		
a) Knitted goods		
- Neutralization	156	
- Overflow rinse (after bleaching)	39	
- Overflow rinse (after dyeing)	39	
	234	
b) Woven goods		
- Scour rinse	57	
- Shirt washing	106	
- Jiggers**	90	
	253	
	487	**15**
Rejected Streams		
a) Knitted goods		
- Scour bath	45	
- Bleach bath	45	
- Boiling bath (reject half)	45	
- day bath	90	
	225	
b) Woven goods		
- Garment wash	20	
- Day wash	220	
- Concentrated bath	42	
- Garment dyeing	170	
- Jiggers	90	
	542	
	767	**23**
Other activities	**1290**	**37**

* Based on extensive filed investigations for the specific case under study.

** These streams have been calculated on the account that sequence of activities being undertaken by the jiggers are similar to these undertaken by the jets.

suspended and dissolved matter. UF will remove suspended matter, colloids and dissolved organics in the (0.001-0.1) μm range, and also separates most of the dyes and surfactants. Metal ions and residual soluble organics will be removed with low pressure RO. To maximize water recovery and reduce RO brine disposal requirements, a two-stage RO system has been also incorporated.

* Anaerobic treatment unit for the effluents resulting from UF retentate.

* Evaporation pond for the concentrate of the RO.

The developed scenarios, which comprise three, reuse scenarios and total end of pipe treatment are depicted in figure (5).

5- ASSESSMENT OF THE PROPOSED SCENARIOS:

Assessment of the proposed scenarios is based on the following considerations.

* Capital, operating and maintenance (O&M) costs required to implement each scenario.

* Payback period (the time required to recover the capital cost). This is valid only for the reuse scenarios.

* The net benefits achieved due to the application of a specific scenario.

* The anticipated environmental impacts.

Tables (5) and (6) compile basis of cost assumptions, estimated costs and benefits for the specific processes for a textile complex of water consumption of about 3200 - 3700 m^3/day. Analysis of the proposed scenarios indicates the following:

Table 5- Basis of Cost Estimates for the Adopted Processes

Item Process	Cost US$*	Remarks
1- Capital Costs - UF	$Y=0.78X^{0.62}$	X = Million gallon/day Y=Million US$, ref.14
- RO 400 m^3/day 1600 m^3/day	 300,000 870,000	 Current prices in the Egyptian market
- WWTP** (Aerobic)	$Y=0.0133X^{0.62}$	Calculated from actual current market prices $X = m^{3/day}$ Y = million US$
- Anaerobic	443,000	Calculated from Actual current market prices
- Evaporation Pond	65.000	Estimated
2- O & M/m^3		
UF	0.1	Ref. 14
RO (low press.)	0.3	Ref. 15
RO (medium to high press.)	0.35	Ref. 15
WWTP*	0.44	Ref. 1
Reuse system	0.05	Estimated
3- Annual Depreciation Rates	**(% of Capital)**	
UF	10	
RO	10	
WWTP	3.33	
Direct use system	5	

* Costs updated using Marshall & Swift index for year 2000

** Wastewater Treatment Plant

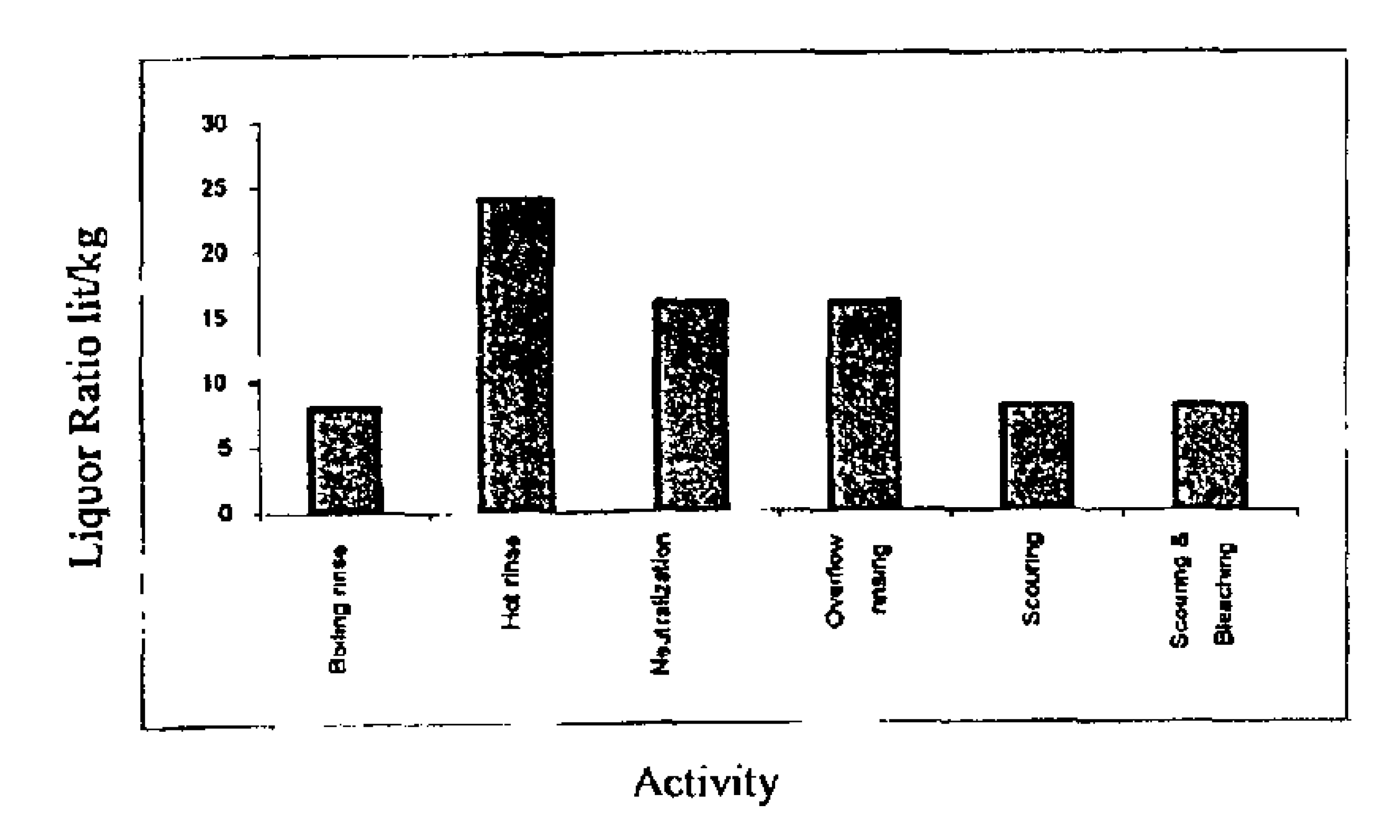


Fig. 2- Water Consumption Rates for the Various Activities in Knitted Goods

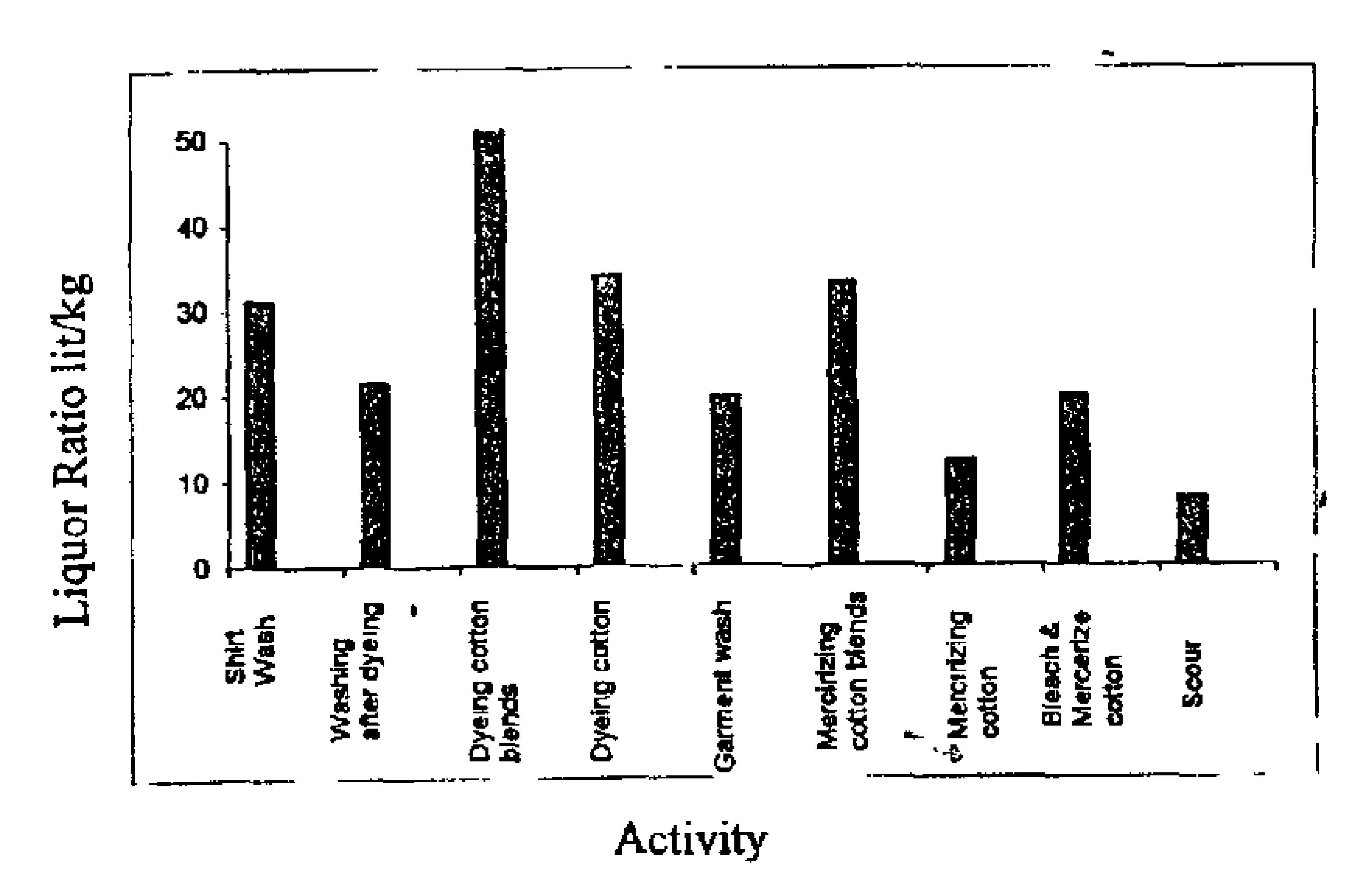


Fig. 3- Water Consumption Rates for the Various Activities in Woven Goods

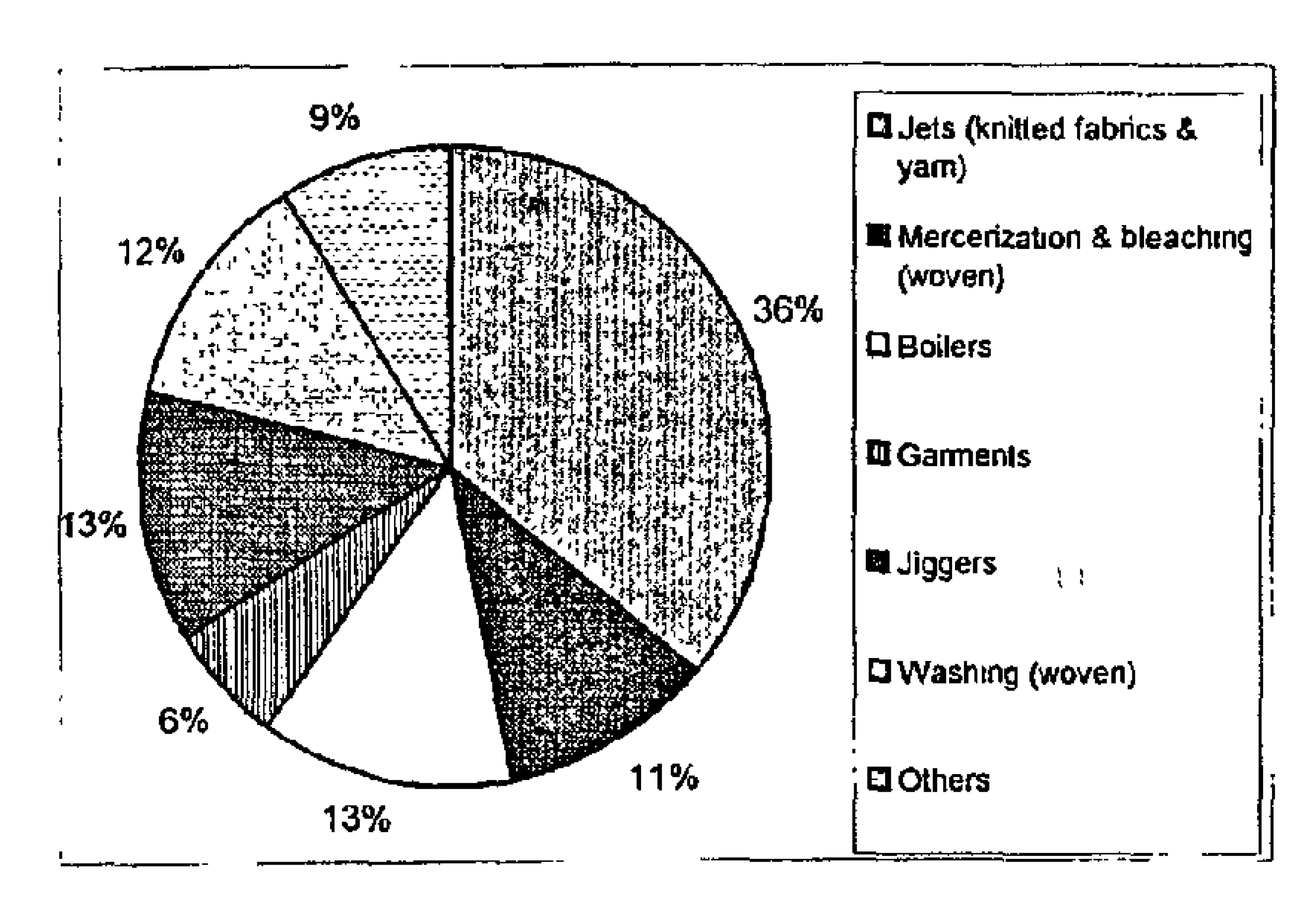


Fig. 4- Normalized Water Consumption Distribution

a) Accepted Streams

Streams classified as acceptable may be reused directly for the same application or another one demanding relatively lower water quality. These streams could be reused in full or complemented with fresh supplies to adjust the final stream quality. The quantity of wastewater amenable for direct use in the textile mill under consideration amounts to about 25% of the total generated wastewater.

b) Marginal Streams

The characteristics of wastewater in this category (about 15% of wastewater load) manifest moderate deviation from stated specifications for specific uses. Quality of these streams may be improved by simple affordable interventions such as settling, filtration, carbon adsorption or low-pressure RO systems.

c) Rejected Streams:

Wastewater characteristics in this category (about 60% of the wastewater load) mandate traditional or sophisticated treatment to qualify the water for intended reuse or disposal according to governing legislations.

Table 3- Qualitative Criteria for Identifying Accepted, Marginal & Rejected Streams

Accepted	Marginal	Rejected
Knitted Fabrics		
* Cold rinse (after dyeing)	* Neutralization	* Exhausted souring bath
* Hot rinse (after scouring)		* Exhausted bleach bath
* Hot rinse (after bleaching and half bleaching)		* Exhausted dye bath
* Boiling rinse, after dyeing (accept half)		* Boiling rinse, after dyeing (reject half)
* Overflow rinse, after dyeing (accept half)	*Overflow rinse, after dyeing (accept half)	
* Softening		
Woven Fabrics		
* Mercerization rinse	* Scour rinse	* Exhausted dye bath
* Bleach rinse	* Shirt washing (open width washing & preparation machines)	*Exhausted concentrated bath (open width machine)
Washing after cold bleaching (open width preparation machine)		* Exhausted garment dyeing & washing baths

4- APPLICABLE INTERVENTION SCENARIOS

Analysis of the situation pertinent to the case under considerations (which is similar to numerous Egyptian dye houses) led to the development of four scenarios involving the following basic processes:

* Direct use of selected streams containing specific chemicals thus achieving considerable benefits.
* Biological treatment of part or all generated effluents.
* Membrane filtration schemes comprising UF, RO or combinations of both technologies are used to achieve the desired removal of

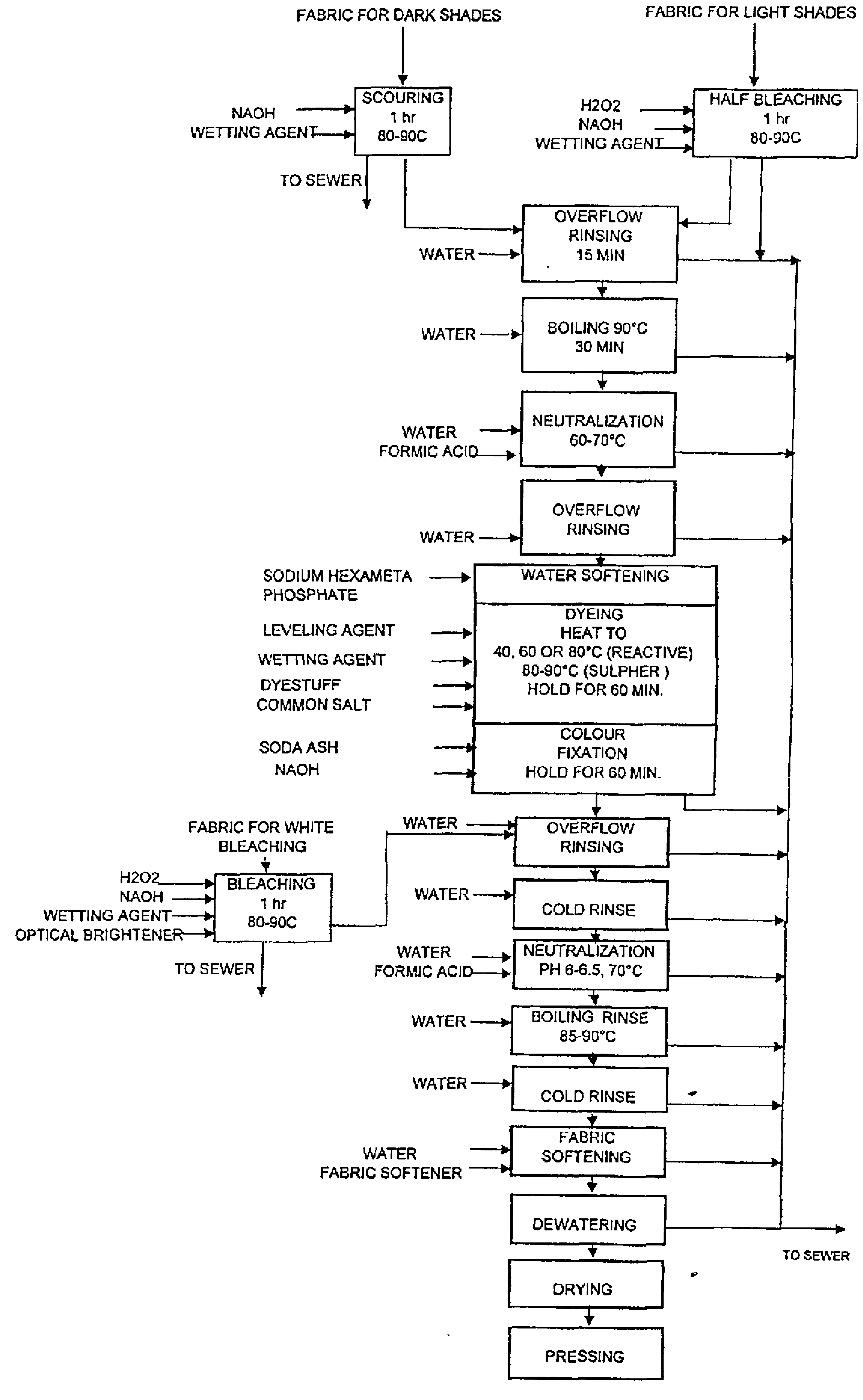


Fig. 1- Block Diagram for Cotton Preparation and Dyeing

efficient energy use was also a core objective within the whole waste minimization and sustainable resource use programs. In real practices, many of the recommended opportunities have not been implemented due to numerous limitations including lack of capital investments and difficulties developed when attempting to change deeply routed inefficient practices. This paper focuses on the first obvious aspect, which is water minimization and reuse capitalizing on available resources and expertise. A rather practical approach is developed to rationalize the use of materials and to rationally arrange the train of theoretically feasible opportunities in such a way that simple things come, first to enable phased implementation based on results achieved and resources secured.

2- SITUATION ANALYSES

2-1 Wet Processes in Typical Textile Mills

The major manufacturing operations characterized by medium to intensive water use comprise firstly, preparation encompassing desizing, scouring, mercerization and bleaching, secondly dyeing and/or printing and finally finishing including rinsing , neutralization and softening. Typical manufacturing practices for cotton preparation, dyeing and finishing are shown in figure 1.

2.2 Typical Water Use and Wastewater Norms

Typical norms for water use and wastewater generation are illustrated in figures (2),(3) and (4) based on current environmental management in Egyptian textile industry[10,11]. It is obvious that marked variations exist due to difference in practices, materials used and adopted technologies.

2.3 Wastewater Characteristics

Typical characteristics of effluents generated by different processes pertinent to water reuse in a dye house is shown in table (1)[10]. It is observed that mercerization and bleach rinses can be recycled with minimal pretreatment (e.g. filtration). Further, streams such as neutralization and overflow rinsing could be recycled after moderate appropriate intervention while the remaining streams require end of pipe treatment or intensive processing before recycling. Typical characteristics of end of pipe stream are given in table (2)[11,12].

Table 1- Wastewater Characteristics of Segregated Waste for Various Manufacturing Processes[10]

Activity	Composition /Characteristics						
	PH	Temp C	NaOH Mg/lit	H_2O_2 mg/lit	TSS	TDS	TS
Bleaching	11.5	95	140	475	594	428	1022
Bleach rinse	8.6						243
Scouring	12	95					2700
Scouring/Bleaching rinse	11.5	65	2000		500	1700	2200
Mercerization rise		85	40		40	400	440
Neutralization	6-6.5	70					650
Neutralization & Softening	5.5-6	40					1850
Soaping							9270
Dyeing							15,000* 100,000

*According to dye type, fabric used and auxiliary chemicals

3-APPROACH FOR WASTEWATER CATEGORIZATION

Inspection of stream characteristics from reuse stand point would lead generally to three quality levels comprising accepted, marginal and rejected flows. Tables (3) and (4) depict wastewater streams affiliated to each category in a typical Egyptian cotton dyeing and finishing dye house quantitatively and qualitatively respectively.

Table 2- Typical Characteristics of End of Pipe Streams[11,12]

Item	BOD mg/lit	COD mg/lit	TSS mg/lit	O&G mg/lit	Phenol mg/lit	Chromium mg/lit	Sulphide mg/lit	Color APHA units
End of pipe from woven and knit fabrics*	270-310	550-750	320-1165		0.01	0.5-0.7		
Woven fabric finishing**								
- Simple processing	170	900	60	70	0.05	0.05	0.07	800
- Complex processing	350	1100	110	50	0.05	0.11	0.1	1400
- Complex processing + desizing	420	1240	150	70	0.150	0.1	1.7	1900
Knit fabric Finishing**								
- Simple processing	210	870	50	80	0.11	0.08	0.055	400
- Complex processing	270	790	60	50	0.1	0.08	0.150	750
- Hosiery products	320	1370	80	100	0.06	0.08	0.560	450

*Egyptian facilities having both knitted and woven fabrics with complex processing.
**Summary of historical and field sampling performed by Environmental Protection Agency (EPA)

WATER MANAGEMENT IN TEXTILE INDUSTRY: TECHNICAL AND ECONOMIC ASPECTS

By
N.M.H. El Defrawy*

ABSTRACT

Textile industry is an intensive water use sector. Consequently, enormous quantities of wastewater are generated from different manufacturing processes. Numerous opportunities for water reuse could be exploited by rational management of water use and reuse via segregation and upgrading of specific effluents using membrane filtration systems comprising ultrafiltration (UF) and reverse osmosis (RO). This paper is an endeavor to develop technoeconomic indicators for extended water reuse applications in textile industry using UF and RO. Extensive data gathered from a typical Egyptian dye house have been utilized to rationalize water use and reuse management based on different levels of pollutants in waste streams. A developed rationale enabled the identification of four applicable intervention scenarios comprising three reuse scenarios ranging from limited reuse (about 25%) to maximum reuse (about 87%) and a total end of the pipe treatment scenario. The financial assessment for a typical wastewater load (about 3500 m^3/ day) reveals that the maximum reuse scenario comprising UF, two stage RO in addition to direct use and low press RO is the most preferred one. Further, sensitivity analysis indicates that the annual cost of the total end of pipe treatment scenario will equal the annual cost of the maximum reuse scenario when the unit costs are US$ 0.5, 0.43 and 0.3 per cubic meter for wastewater treatment, RO and UF respectively.

Key Words: Textile - dye house - water reuse - membrane filtration - cost - scenarios.

1-INTRODUCTION

Effluents from dye houses often contain a wide range of dyestuffs combined with a variety of other products such as dispersing agents, dye bath carriers, salts, emulsifiers, leveling agents as well as hazardous substances such as solvents and heavy metals. The presence of these chemicals in the wastewater often has a pronounced effect on water quality parameters such as pH, BOD, COD, TOC, TDS and color. Although most dyestuffs have a low BOD value, they add TOC and noticeable color to the water. Commercial pollution control technologies for treatment of such wastes are usually sophisticated and expensive. On the other hand, volume reduction strategies can significantly reduce the cost of setting and operating the required treatment or even eliminate its need[1,2].

Recent trends adopted as an alternative to the discharge of exhausted batch processes include applying recycling methods to one or more of its operation whether directly or after applying some sort of pre-treatment before recycling. Typical examples include conventional filtration used before the reuse of bleach rinse water[3]. UF used for the recovery of polyvinyl alcohol (PVA) utilized for sizing[4], caustic soda used for mercerization[5] and indigo dye recovery[6,7,8] as well as RO systems used for the recovery of both dyes and hot water in continuous dyeing[9]. Usually, the key to optimize water and energy use, is to design the processes and recycle systems in a fully automated fashion[1].

Numerous textile dyeing and finishing plants in Egypt have been subjected to environmental management studies in the last decade through different programs such as Environmental Pollution Prevention Program (EP3) funded by USAID and Support for Environmental Assessment and Management (SEAM) funded by Overseas Development Agency. The major objectives were to identify affordable opportunities for material reuse or recovery. Further, seeking

* Chemical Engineering and Pilot Plant Department, National Research Centre, Tahrir Street, Dokki, Cairo, Egypt.

s.e.p = (δ_s , ω_s) = (0.3924 , 0.0)
u.e.p = (δ_u , ω_u) = (2.7476 , 0.0)
$X_1 = \delta - \delta_s = \delta - 0.3924$
$X_2 = \omega - \omega_s = \omega$
s.e.p = (X_{1s} , X_{2s}) = (0.0 , 0.0)
u.e.p = (X_{1u} , X_{2u}) = (2.355 , 0.0)

3. Energy function and stability region

$V = 124*10^{-6} X_2^2 - 2.09 \cos(X1 + 0.3924) - 0.8\,\delta + 5.0699$

$V_{cr} = 1.9776$

$\delta_{cr} = 2.4701$ rad.

6 - CONCLUSION

The results obtained in this paper indicate that the proposed criterion has significant advantages; its ability to remarkably improve the stability region estimation, computational efficiency and the adaptability either to stand by itself or to accept an estimate from other existing methods as an input. Also, these results open new horizons to estimate more accurate stability regions and offer bright on-line applications for the stability problem and dynamic operation of electrical power systems.

7 - REFERENCES:

1- *J. Bizik, D. Mudroncik and J. Murgas, "Stability and Stability Region Estimation of Large-Scale Power Systems", Electric Power Systems Research, 4(1981), 225-233.*

2- *Ribbens-Pavlla M. & Evans F.J. , "Direct Method for Studying Dynamics of Large-Scale Electric Power Systems; A Survey", Automatica, 1-21, 1985.*

3- *Moon Y.H., Lee E.-H. & Roh T.-H., "Development of an Energy Function Reflecting the Transfer Conductances for Direct Stability Analysis in Power Systems", IEE Proceeding on Generation, Transmission and Distribution, 503-509, 1997.*

4- *Moon Y.H., Cho B.-H., Roh T.-H. & Choi B.-K., 'The Development of Equivalent System Technique for Deriving an Energy Function Considering Transfer Conductances", IEEE PES, paper PE-364-PWRS-0-09, 1998.*

5- *.M.A. Ghali, M.S. Abdel Motaleb, "Stability Region Estimation of Hybrid Multi-Machine Power System", IEEE-ROMAN 2000, September 27-29, Osaka, Japan*

the relative rotor angle technique. The accuracy factor always successfully inclines towards the first integral of motion algorithm used to formulate the energy function of the power system due to the elasticity of being the composite differential form. Consider the set of the first order differential equations representing the power system is given by:

$$\dot{x}_1 = x_2$$

$$M\dot{x}_2 = P_m - \frac{E_1E_2}{x}\sin(x_1+\delta) \qquad (13)$$

Integrating the differential form given by equation (10), the desired energy function will be:

$$V(x_1,x_2) = \int_{x_{2s}}^{x_2} M\, x_2\, dx_2 - \int_{x_{1s}}^{x_1}\left[P_m - \frac{E_1E_2}{x}\sin(x_1+\delta_s)\right]dx_1 \qquad (14)$$

Since $\chi_{1s} = \chi_{2s} = 0$, then we get:

$$V(x_1,x_2) = 0.5M\, x_2^2 - P_m x_1 - \frac{E_1E_2}{X}\left[\cos(x_1+\delta_s) - \cos\delta_s\right] \qquad (15)$$

It should be noted that δ_s, ω_s, are the solution of equation (13) when $\chi_1 = \chi_2 = 0$

Equation (15) represents the total energy function for the system. It is easy to verify that V (χ_1, χ_2) is a constant energy function at any fault condition from the relation:

$$\dot{V}(x_1,x_2) = Mx_2\left[\dot{x}_2 - P_m + \frac{E_1E_2}{x}\sin(x_1+\delta_s)\right] \qquad (16)$$

According to equation (13), $\dot{V}$ given by equation (16) will be always zero which illustrates that V (χ_1, χ_2) remains constant once the fault is cleared, since the system is conservative. In other words, the value of V evaluated at $t = t_{cl}$ must be absorbed by the post-fault system such that ($dV/dt \le 0$) during the period ($t \in]\ t_{cl}, \infty\ [$) if the system will be stable. The stability region in this case is defined by the surface at which $V = V_{cr}$, hence V_{cr} is the value of the energy function (15) at the u.e.p, i.e.

$$V_{cr} = V(x_{1u}, x_{2u}) = -P_m x_{1u} - \frac{E_1E_2}{X}\left[\cos(x_{1u}+\delta_s) - \cos\delta_s\right] \qquad (17)$$

The corresponding critical clearing time may be obtained by integrating the faulted system of equation (13) until the energy function index reaches the value V_{cr}.

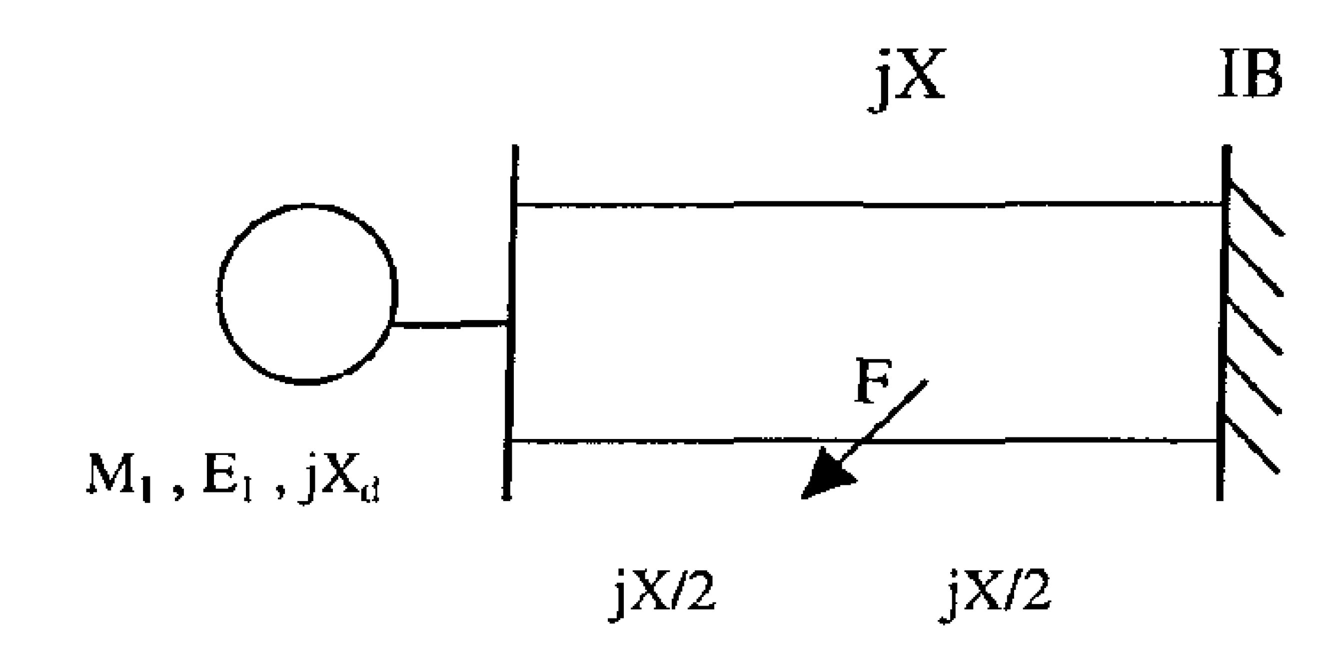


Fig. (1) Single-machine infinite-bus power system

5 - APPLICABILITY ISSUES

The procedure of the energy function algorithm investigated in this paper will be verified in this section using the single-machine infinite-bus power system given in fig.(1). The synchronous machine is connected to the infinite-bus (IB) through a double circuit transmission line. The system has the following parameters in p.u. values referring to 25 KVA base:

$\dot{X} = 0.197, X = 0.295$
$E_1 = 1.0285 \angle\delta, E_2 = 1.0 \angle 0.0$
$M_1 = 0.249 * 10^{-3}, M_2 = \infty$
$P_m = 0.8$

The power system is affected by an accident three-phase short circuit at the point F shown in the figure.The following results are obtained according to the scheme of work given in the paper:

1- The swing equation:

$249 * 10^{-6}\ \ddot{\delta} = 0.8 - 2.613 \sin\delta \qquad -\infty < t < 0$

$249 * 10^{-6}\ \ddot{\delta} = 0.8 - 0.95 \sin\delta \qquad 0 < t < t_{cl}$

$249 * 10^{-6}\ \ddot{\delta} = 0.8 - 2.09 \sin\delta \qquad 0 < t < t_{cr}$

2- Special coordinates :

Steady state angle $\delta_o = \sin^{-1}(0.8/2.613) = 0.3109$ rad.

Stable singular angle $\delta_s = \sin^{-1}(0.8/2.09) = 0.3924$ rad.

Unstable singular angle $\delta_u = \pi - \delta s = 2.7476$ rad.

In this paper, the basic procedure for computing the domain of attraction and the corresponding critical clearing time consists of the following steps:

1. Construct an energy or Lyapunov function $V(\chi_1, \chi_2, \ldots, \chi_{2n})$ for the system (8) in the post-fault condition.
2. Determine the critical value of V denoted by V_{cr} at the boundary of stability region for a given fault.
3. Integrate equation (8) for during-fault system until $V = V_{cr}$ at which the time reaches t_{cr}.

While this scheme is a common procedure to all the stability methods, they differentiate from one to another in finding V_{cr} and integrating the swing equation (8). There is a general agreement that the first integral of motion [equation (8)] represents a proper energy function.

3 -- ENERGY FUNCTION AND CRITICAL REGION

The scalar Lyapunov function $V(\chi)$ of a non-linear dynamic system is actually a generalization of the concept of energy of the system. Lyapunov method proposed that the stability of equilibrium point of a dynamic system can be ascertained without numerical integration if the generated $V(\chi)$ is a continuous positive definite function; i.e. $V(\chi) > 0$ around the (s.e.p) and its time derivative is negative or at least semi-negative definite function. $dV(\chi)/dt$ is denoted as (grad $V.\dot{\chi}$). Since the transfer conductances have to be accounted during the derivation of $V(\chi)$, the first integral of motion of the system is constructed and the Lyapunov function obtained is called the energy function. In this work, the energy function of the overall power system is generated when all the 2n-state variables are referred to the center of inertia of the whole system (δ_o, ω_o), the resulting energy function according to this restriction is defined as the transient energy function (TEF).

Eliminating the time operator from every two equations in the system equation (8), we obtain the set of differential-one form for all the machines as:

$$M_i x_{i+n} dx_{i+n} - \dot{x}_{i+n}\, dx_i = 0, \quad i=1,2,\ldots n \tag{10}$$

The desired TEF may be obtained by adding all the individual integrals of the differential-one form of each machine between the s.e.p (χ_{is}, 0) and (χ_i, χ_{i+n}). The resulting TEF for the whole conservative system depending on equations (8) and (10) will be in the form:

$$V(x_1, x_2, .., x_{2n}) = 0.5\sum_{i=1}^{n} M_i\, x_{i+n}^2 - \sum_{i=1}^{n} P_i(x_i - x_i^s) - \sum_{i=1}^{n-1}\sum_{j=i+1}^{n}\left[L_{ij}(\cos x_{ij} - \cos x_{ij}^s) - \int_{x_i^s+x_j^s}^{x_i+x_j} K_{ij}\cos x_{ij}\, d(x_i + x_j)\right] \tag{11}$$

In case of power systems with interconnected multi-machines, the computation of the region of attraction is not an easy task. The desired stability region consists of surface passing through one of the possible unstable equilibrium points (u.e.p) of the system (8) if the time satisfies the condition ($t \in]\, t_{cl}, \infty\, [$). We can describe the interior of the attraction region of the post-fault system through an inequality of the type $V(\chi) < V_{cr}$, where $V(\chi)$ is the designed energy function (11). In general, this function is the sum of the kinetic and potential energies for the power system during $t_{cl} < t < \infty$. The critical energy V_{cr}, which is the constant value of the total energy at the stability boundary, is determined in this paper using the lowest energy technique. According to this technique V_{cr} is defined as the value of V (χ) at an unstable equilibrium point of the post-fault system; i.e. $V_{cr} = V(\chi_u)$, where χ_u is the nearest u.e.p from the origin of the stability domain and V_{cr} in this case will be the lowest value of all possible u.e.
the post-fault power system at a given accident disturbance. We then have:

$$V_{cr} = V(\chi_{1u}, \chi_{2u}, \ldots, \chi_{2nu}) \tag{12}$$

4- ENERGY FUNCTION FOR A SINGLE-MACHINE POWER SYSTEM

In a previous discussed work for multi-machine power system, if one of the machines is an infinite bus, say m whose inertia constant M_m is very large, then the factor (M_i / M_t) in equation (8) will vanish for all machines except for $i = m$ and also $\delta_o \approx \delta_m$ and $\omega_o \approx \omega_m$, i.e. the coordinates of the infinite bus may be considered as new center of inertia for the whole system.

In the same manner, it is easy to conclude that the energy function derived for a single-machine infinite bus power system referred to the center of inertia as a reference will be coincident with the conventional Lyapunov function constructed using

these regions, entail serious computational problems; making their application impractical. Some of these methods offer a technique for computing the stability regions via the optimal Lyapunov function by solving a set of non-linear partial differential equations, which is difficult if not impossible to solve. A more efficient method derived the boundary of the region based on

and the triple-wise decomposition-aggregation technique for hybrid power systems.[5]

Depending on whether the power system under study has a local Lyapunov function around the stable singular point or the system has a global Lyapunov function passing through the nearest unstable equilibrium point of the post-fault system, the proposed methodology presents an effective technique to drive a familiar group of Lyapunov functions. In this paper, the energy functions of power system are obtained depending on the first line integral of motion obtained from the system first order differential equations. The multi-machine interconnected power system is completely represented in the state variable form incorporating the damping effects. The desired group of energy functions are generated for both single and multi-machine power system. The Lyapunov function is characterized as positive definite inside the region of attraction, its first derivative is negative definite or at least negative semi-definite for all state variables of the system. The proposed idea is realized from the practical point of view by solving a numerical example to illustrate the ability of expansion of the boundary layer of the stability region.

2.TECHNICAL AND MODELLING ASPECTS

A power system undergoing a disturbance can be described in its simplest form by a set of three first order differential equations as:

$$\dot{\chi} = f_b(\chi) \quad \text{for } t \in]-\infty, 0] \qquad (1)$$

$$\dot{\chi} = f_f(\chi) \quad \text{for } t \in]0, t_{cl}] \qquad (2)$$

$$\dot{\chi} = f_a(\chi) \quad \text{for } t \in]t_{cl}, \infty[\qquad (3)$$

χ is the vector state variable of the system at time (t), either in pre-fault (b), during fault (f) or after-fault (a) conditions. It is clear that if we have an accurate estimate of the region of attraction of the post-fault stable equilibrium point (s.e.p.) χ_s, then t_{cr} is obtained when the trajectory of (2) exits the region of attraction of (3) at $\chi = \chi^*$. In applying the transient energy function technique (TEF), we must consider the power system model in both faulty and post-fault time frames. The swing equation of n-machine power system for these two frames may be described as:

$$M_i \frac{d^2\delta_i}{dt^2} + D_i \frac{d\delta_i}{dt} = P_{mi} - P_{ei}, \quad i=1,2,\dots n \qquad (4)$$

which can be written as:

$$M_i \ddot{\delta}_i + D_i \dot{\delta}_i = P_i - \sum_{\substack{j=1 \\ \neq 1}}^{n} (K_{ij} \cos\delta_{ij} + L_{ij} \sin\delta_{ij}) \qquad (5)$$

where

$P_i = P_{mi} - E^2 G_{ii}$, $K_{ij} = E_i E_j G_{ij}$, $L_{ij} = E_i E_j B_{ij}$, $Y_{ij} = G_{ij} + j B_{ij}$

We have two options; to use either the relative rotor angle formulation or the center of inertia formulation. The later option will be used, since it has the advantage of being more symmetric and easier to handle in terms of the path-dependent terms. The center of inertia (CI) and the center of speed (CS) for the whole system are defined as:

$$\delta_o = \sum_{i=1}^{n} M_i \delta_i / M_t , \omega_o = \sum_{i=1}^{n} M_i \omega_i / M_t \qquad (6)$$

where $M_t = \sum_{i=1}^{n} M_i$

Transforming the system state variables for all the machines to the new center (δ_o, ω_o), we have:

$$x_i = \delta_i - \delta_o , x_{i+n} \omega_i - \omega_o$$

$$\dot{x}_i = x_{i+n} , \dot{x}_{i+n} = \dot{\omega}_i - \dot{\omega}_o \qquad (7)$$

Introducing the new state variable (χ_i, $\chi_{i=n}$) in (5), it is easy to deduce the 2n-vector of all the first order differential equations in the state variable form as:

$$\dot{x}_i = x_{i+n}$$

$$M_i \dot{x}_{i+n} = P_i - f(x_{ij}) - \frac{M_i}{M_t} \left(\sum_{i=1}^{n} P_i - \sum_{i=1}^{n} f(x_{ij}) \right) - D_i x_{i+n} \qquad (8)$$

where

$$f(x_{ij}) = \sum_{\substack{j=1 \\ \neq i}}^{n} (K_{ij} \cos x_{ij} + L_{ij} \sin x_{ij}) \qquad (9)$$

DEVELOPMENT OF ENERGY FUNCTION ALGORITHM FOR IMPROVING THE STABILITY ASSESSMENT CRITERION OF POWER SYSTEMS

By
Dr. Fadia M.A. Ghali*, Dr. M. Said Abd-El Moteleb*

ABSTRACT:

Until now, only few techniques may be considered to make complete analysis for the stability problem of interconnected nonlinear power systems. Most of the conventional methods are only investigations to know whether the power system is stable or not when a given accident disturbance is cleared. Also, the knowledge of the detailed behavior of the machines during the transient period has been bridged. For this and many other significant reasons, we increasingly need a criterion that has the capability to give a complete answer for the prediction of stability or instability problem. The ordinary scalar or vector Lyaponov function methodology must be developed when the transfer conductance should be taken into consideration. In this paper, a set of energy functions is derived for the whole power system based on the construction of the first integrals of the motion for all machines. Moreover, the corresponding state variables are referred to the center of inertia of the overall power system instead of relative rotor angle reference. According to this technique, a transient energy function is generated, in more symmetric form for both multi- and single-machine power system. The critical energy value at the stability boundary is determined by using the lowest unstable equilibrium point algorithm. A single machine power system is used to realize numerically the proposed criterion for obtaining more accurate transient energy function.

1- INTRODUCTION

Providing an equitable energy supply for a rising global population necessitates a huge increase in the production of electricity; due to limited resources, the field of electrical energy, today in shadow of information and communication techno-logy, will therefore reemerge as a primary engineering activity. To be prepared, these urgent calls for intensive research into all aspects of generation, transmission, and distribution of electrical energy for stable, reliable and controllable power supply.

Modern electric power systems are networks for a reliable and economical electrical energy supply. During the on-line operation of such highly structured systems, the system dynamic stability as well as reliability must be considered within the focus of interest. From the same interesting point of view, the supplied power in addition to continuity, must also meet certain minimum requirements in regard to quality; constant frequency and voltage, high reliability and robust dynamic global stability for ensuring the ability to preserve synchronism when they are affected by accident disturbances during operation.

In the literature there has been considerable effort devoted to analyze the stability and improve the stability region assessment. Unfortunately, the vast majority of the methods given in previous works [1-4] comes up with estimated region, which is only a subset of the accurate entire stability region of the overall power system. The under-developed domain of attraction estimated in several published researches are obtained as a result of the approximation used to determine the state space representation of the power system as well as when the first derivatives of some signify-cant state variables are considered constant. This can lead to serious consequences. For example, conservative estimates of stability region may result in unnecessary interruptions in the operation of power systems and in expansive over-designing of control systems. Thus, there is a serious need for a method, which can estimate the boundary of the stability domain of attraction more accurately. Till now, the few methods which are able to determine

*Electronics Research Institute, Cairo, Egypt

REFERENCES

1- Menn, C., "Prestressed Concrete Bridges", Publisher Birkhauser Verlag AG Basel, 1990.

2- Schlaich, J, and Scheef, H., "Concrete Box-Girder Bridges", International Association for Bridges and Structural Engineering, 1980.

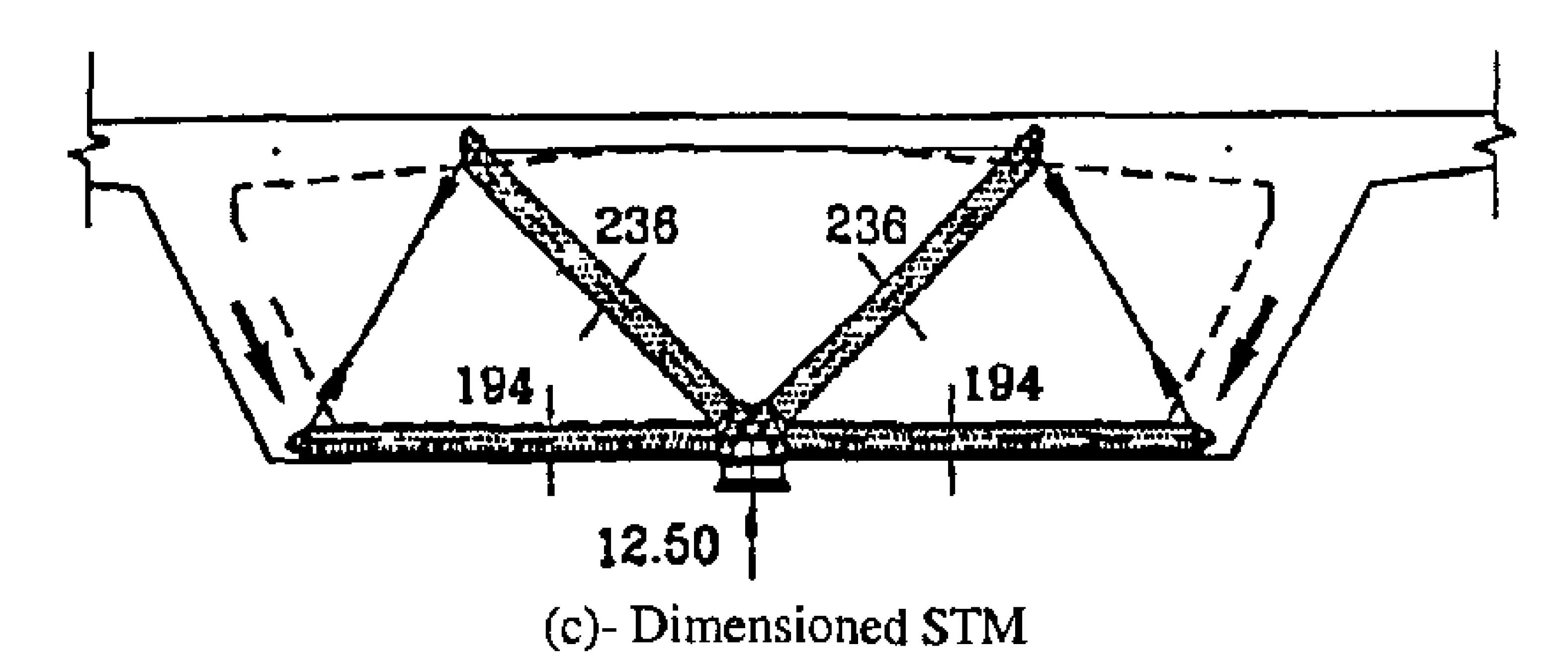
3- Schlaich, J., Schafer, K., and Jennewein, M., "Towards a Consistent Design of Structural Concrete", PCI Journal, Vol. 32, No. 3, May-June 1987, pp 74-149.

4- Beeby, A.W., and Narayanan, R.S., "Designers" Handbook to Euro Code 2, Part 1.1: Design of Concrete Structures, Thomas Telford, London, 1995.

5- Egyptian Code of Practice, ECC, 1989.

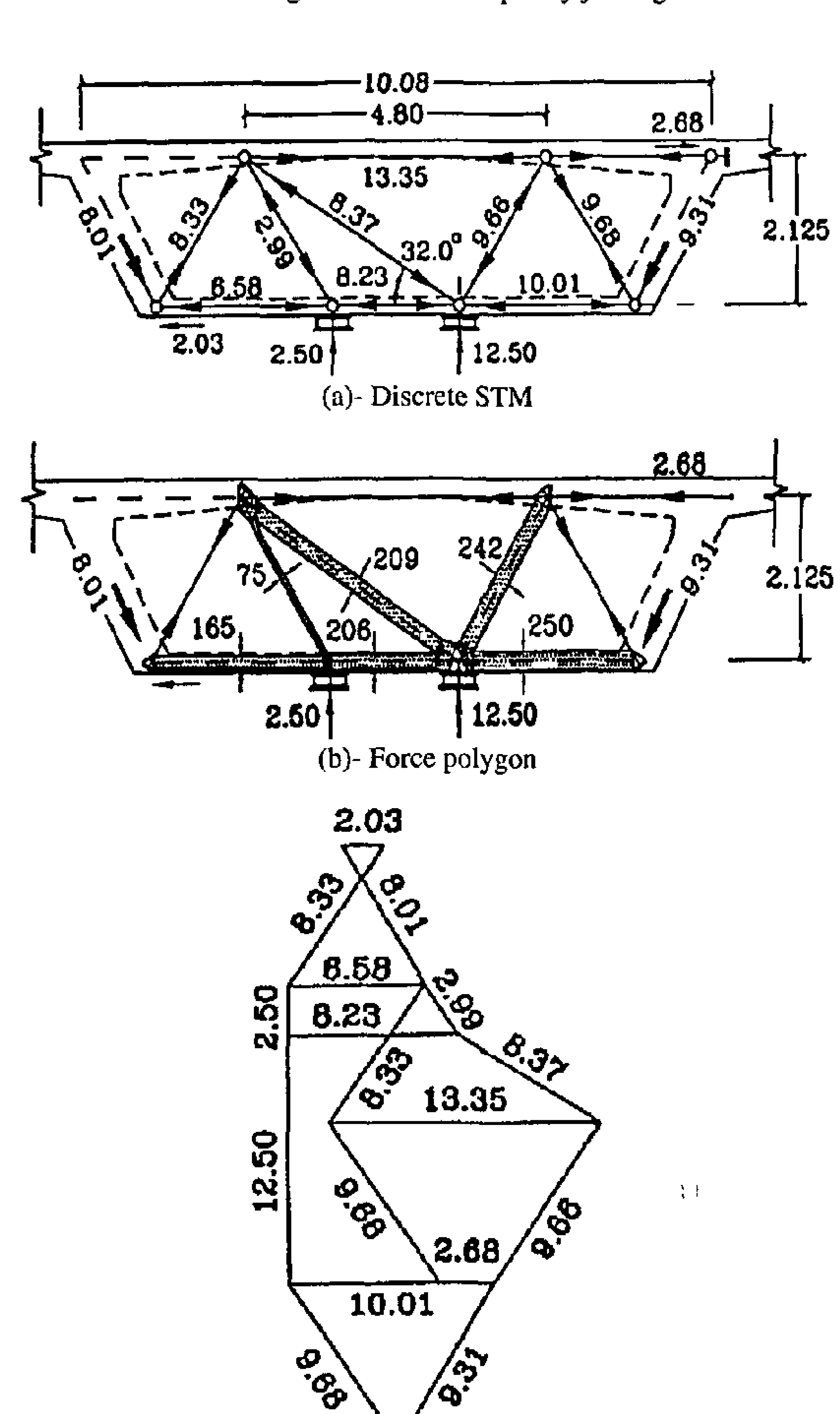
6- Marti, P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design", ACI Journal, Vol. 82, No. 1, January-February, 1985, pp. 46-56

7- Marti, P., "Truss Models in Detailing", Concrete international, Vol. 7, No. 12, December 1985, pp. 66-73.



(c)- Dimensioned STM

Cont. Fig. 14- Case of temporary jacking



(c)- Dimensioned STM

Fig. 15- Case of maximum eccentric deck loading

Reinforcement details are shown in Figure 16. It can be seen that both the top reinforcement steel, and the bent bars areas are controlled by the case of maximum eccentric loading. Bent bars must be well anchored using standard hook detail to be able to transfer the deck reaction from the diaphragm soffit to its top fibers [4].

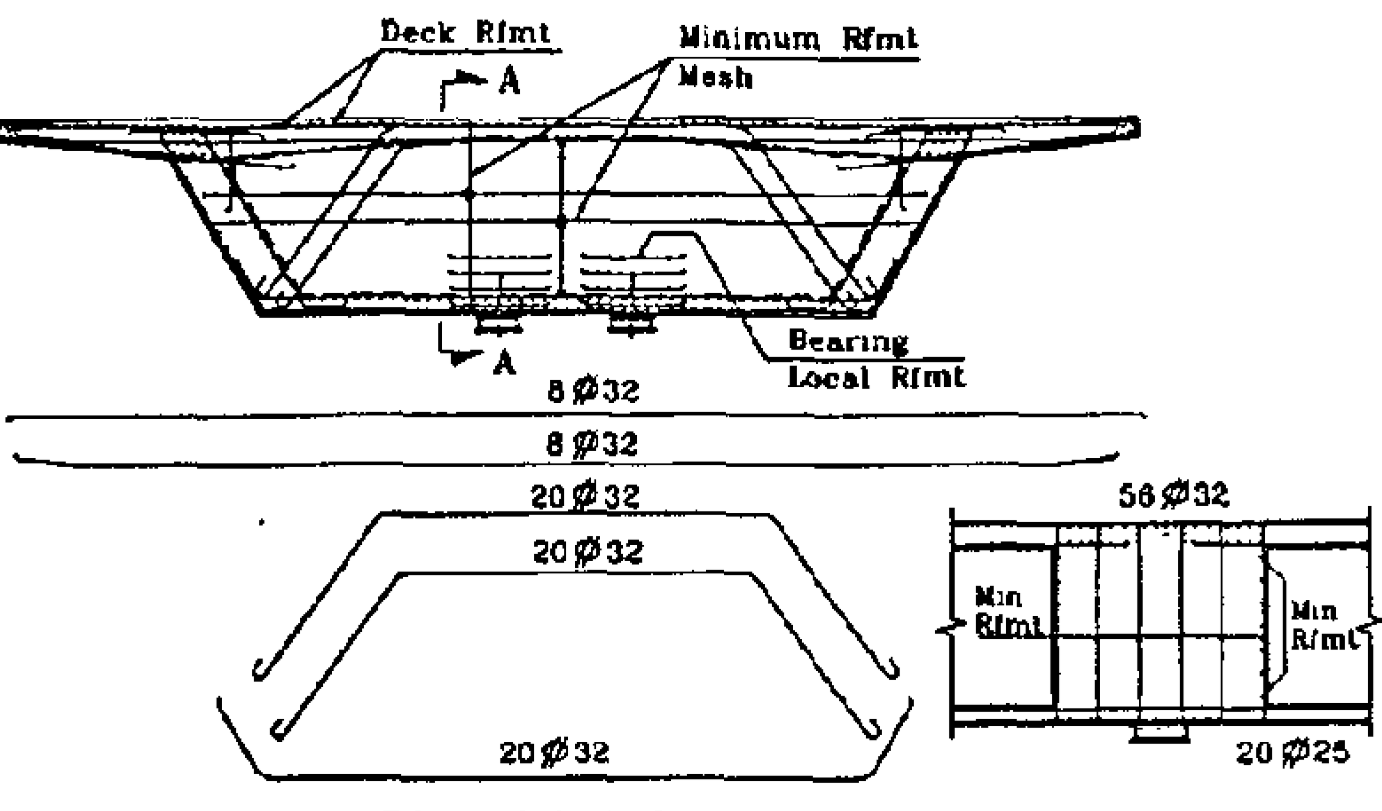


Fig. 16-Reinforcementt details

8- SUMMARY AND CONCLUSION

Plastic analysis of reinforced concrete, manifested in the so-called "Strut-and-Tie" models (STM) is applied to reinforced concrete single-vent box-girder bridge diaphragms. Design equations are provided including full dimensioning of STM elements (tension ties and compressive struts and nodal zones). Design of both "regular" and "wide" box-girders diaphragms is covered. Investigated cases of loading included: (a) maximum concentric deck loading, (b) maximum eccentric deck loading, and (c) temporary jacking for bearing replacement. The possibility of introducing small service ducts through the diaphragm is addressed. A worked example is provided to illustrate the applicability of the proposed design technique.

NOTATIONS

A_o = Area enclosed by the centerlines of the webs and the top and bottom slabs

c_{str} = Concrete cover to the stirrup bar centerline

f'_c = Concrete cylinder strength (MPa)

f_y = Steel yield stress (MPa)

γ_c = Concrete partial safety factor = 1.5

γ_s = Steel partial safety factor = 1.15

f_{cd} = Design concrete stress (MPa) = $0.85f'_c/\gamma_c = 0.67f_{cu}/\gamma_c$

f_{yd} = Design steel stress (MPa) = f_y/γ_s

A_s = Area of steel reinforcement (mm)

N = Concrete strut efficiency factor

$2a$ = Distance between diaphragm bearings

$2b$ = Distance between exterior web centerlines at the top slab mid height

$2c$ = Distance between bearing centerlines

A = Inclination of exterior web with the horizontal

W = Diaphragm thickness

The discrete model dimensions *2a*, *2b* and *2c* are equal to 2.00, 10.08 and 7.62 m respectively, while angle α=60°. With the total diaphragm height *h*=2.50 m, the distance *y* is selected equal to 0.85*h* = 2.125 m. Distance *2d* is selected equal to 4.80 m, resulting in angles φ and γ equal to 56.65° and 56.41° respectively (Figure 13).

STM forces for different load cases can be obtained by direct application of equations 39 through 57. For example, for the case of maximum concentric force (Figure 13), the member forces are given by:

$$V_{w1} = \frac{7.50}{\sin(60)} = 8.66MN \tag{38}$$

$$T_1 = 8.66 \times \frac{\sin(60)}{\sin(56.41)} = 9.00MN \tag{39}$$

$$C_1 = 8.66\begin{bmatrix}\cos(60) + \\ \sin(60)\cot(56.41)\end{bmatrix} = 9.31MN \tag{40}$$

$$C_2 = 8.66 \times \frac{\sin(60)}{\sin(56.62)} = 8.98MN \tag{41}$$

$$T_2 = 17.32 \times \sin(60) \\ [\cot(56.41) + \cot(56.62)] = 9.92MN \tag{42}$$

$$C_3 = 17.32\begin{bmatrix}\cos(60) + \\ \sin(60)\begin{pmatrix}\cot(56.62) + \\ \cot(56.41)\end{pmatrix}\end{bmatrix} = 14.25MN \tag{43}$$

The strut dimensions for the case of maximum concentric force are given by,

$$t_1 = \frac{C_1}{w \times v \times f_{cd}} = \frac{9.31\times10^6}{3000\times0.6\times22.21} = 233mm \tag{1}$$

$$t_2 = \frac{C_2}{w \times v \times f_{cd}} = \frac{8.98\times10^6}{3000\times0.6\times22.21} = 225mm \tag{1}$$

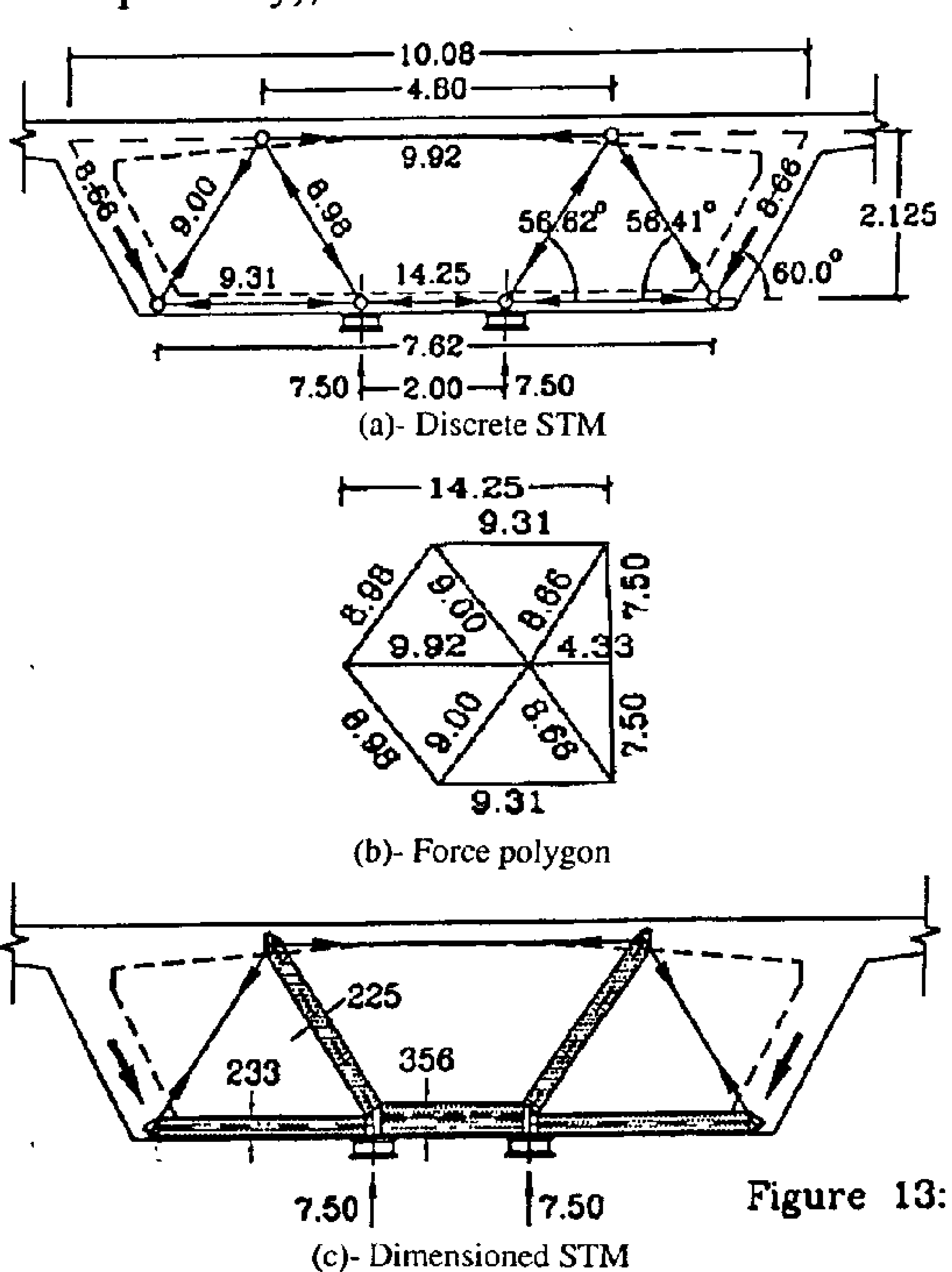
$$t_3 = \frac{C_3}{w \times v \times f_{cd}} = \frac{14.25\times10^6}{3000\times0.6\times22.21} = 356mm \tag{1}$$

Tension ties steel reinforcement areas are obtained as follows;

$$A_{s1} = \frac{T_1}{f_{yd}} = \frac{9.00\times10^6}{313} = 28754mm^2 = \\ 287.54cm^2 \cong 36\phi32 \tag{2}$$

$$A_{s2} = \frac{T_2}{f_{yd}} = \frac{9.92\times10^6}{313} = 31693mm^2 = \\ 316.93cm^2 \cong 40\phi32 \tag{2}$$

Figure 13.b and c show the dimensioned STM and the force polygon for the case of maximum concentric loading. Similarly STM solutions for the case of temporary jacking and maximum eccentric loading can be obtained (Figures 14 and 15 respectively), with the conclusion that



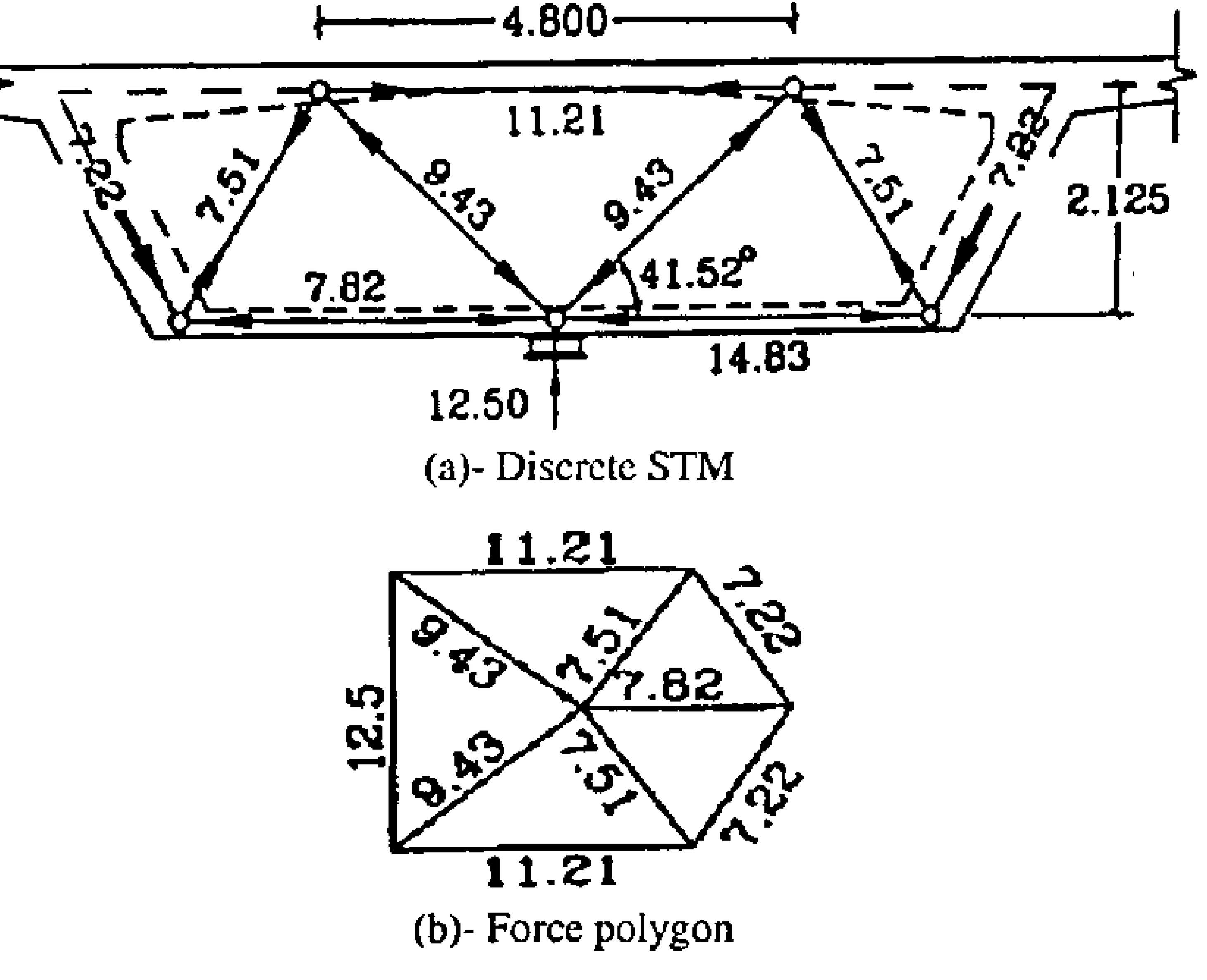
(a)- Discrete STM

(b)- Force polygon

(c)- Dimensioned STM

Figure 13:

Fig. 13- Case of maximum concentric load



(a)- Discrete STM

(b)- Force polygon

Fig. 14- Case of temporary jacking

Cont.

$$C_1 = V_{w3}[\cos(\alpha) + \sin(\alpha)\cot(\gamma)] - V_{f1} \quad (49)$$

At joint (2): $$C_2 = \frac{R_3}{\sin(\phi)} \quad (50)$$

$$C_3 = V_{w3}[\cos(\alpha) + \sin(\alpha)\cot(\gamma)] + R_3 \cot(\phi) \quad (51)$$

At joint (3): $$C_4 = \frac{V_{w3}\sin(\alpha) - R_3}{\sin(\beta)} \quad (52)$$

$$T_2 = V_{w3}\sin(\alpha)[\cos(\gamma) + \cot(\alpha)] + R_3[\cot(\phi) - \cot(\beta)] \quad (53)$$

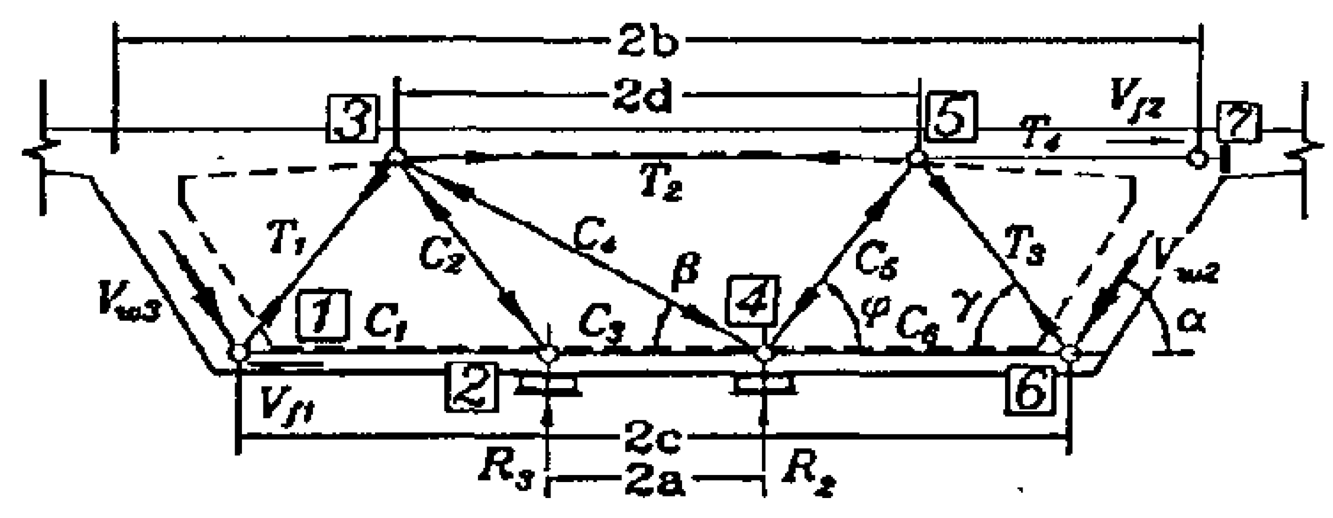
At joint (4): $$T_3 = V_{w2}\frac{\sin(\alpha)}{\sin(\gamma)} \quad (54)$$

$$C_6 = V_{w2}[\cos(\alpha) + \sin(\alpha)\cot(\gamma)] \quad (55)$$

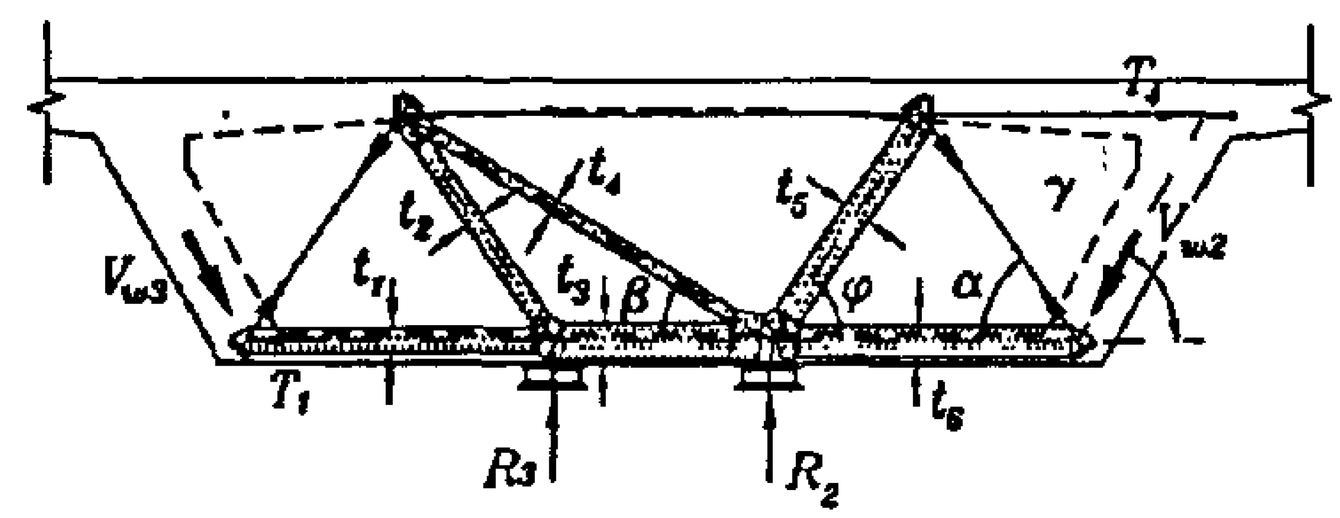
At joint (5): $$C_5 = V_{w2}\frac{\sin(\alpha)}{\sin(\phi)} \quad (56)$$

At joint (7): $$T_4 = V_{f2} \quad (57)$$

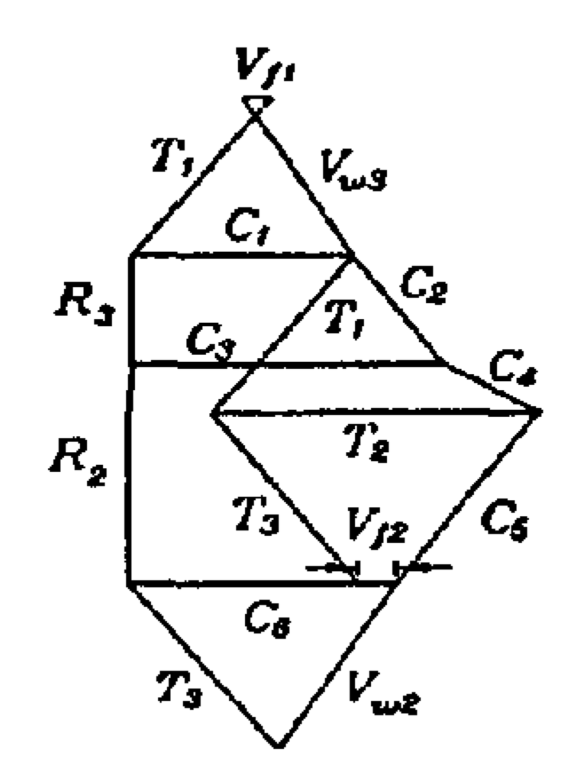
Dimensioned model and nodal zones are shown in Figures 11.b and d, where It can be seen that all members and nodes fit well within the diaphragm boundaries.



(a)- Discrete strut-and-tie model

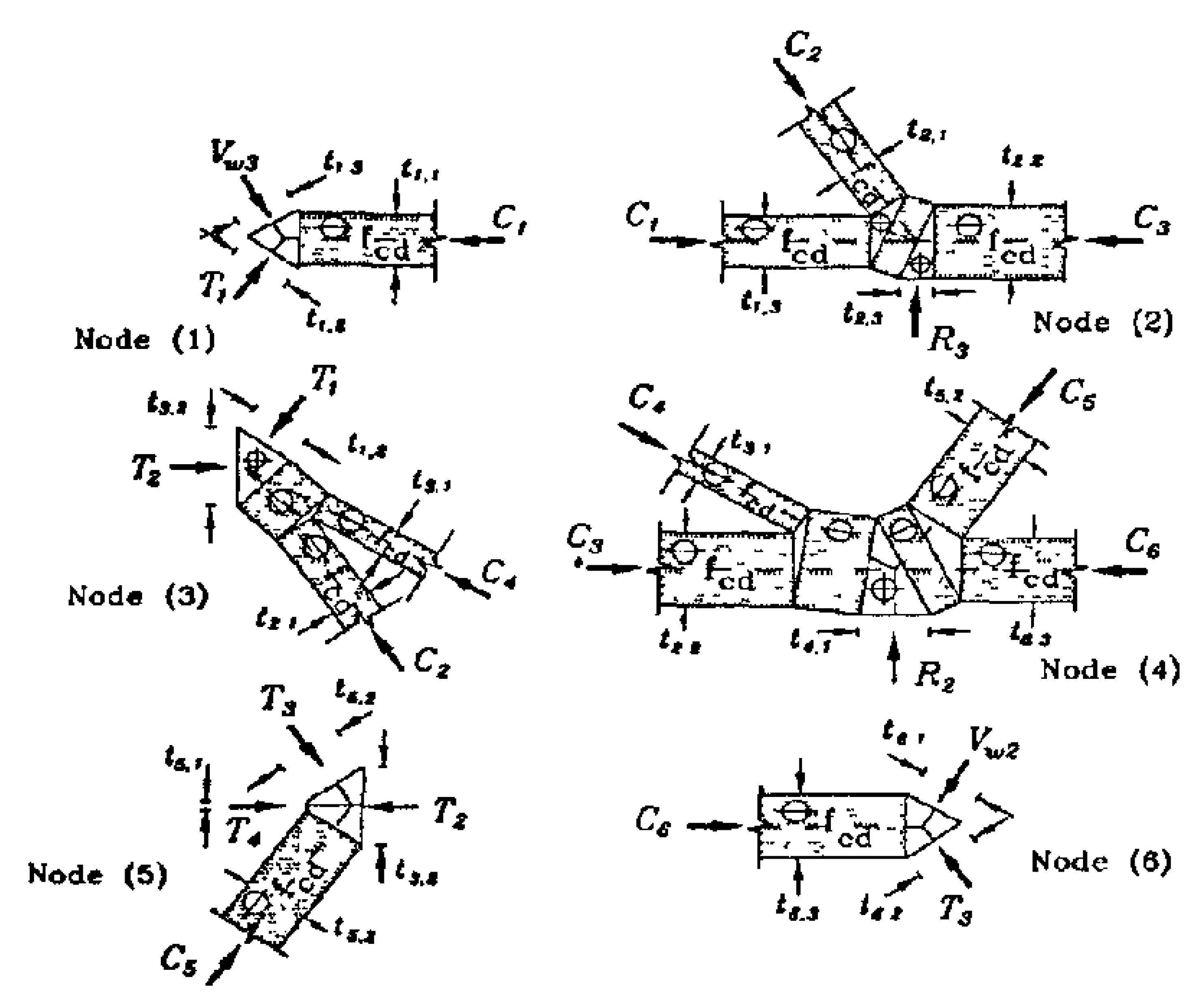


(b)- Dimensioned strut-and-tie model



(c) Force polygon

Fig. 11- Strut and-tie model for wide box-girder under maximum eccentric loading cont.



(d)Dimensioned nodal zones

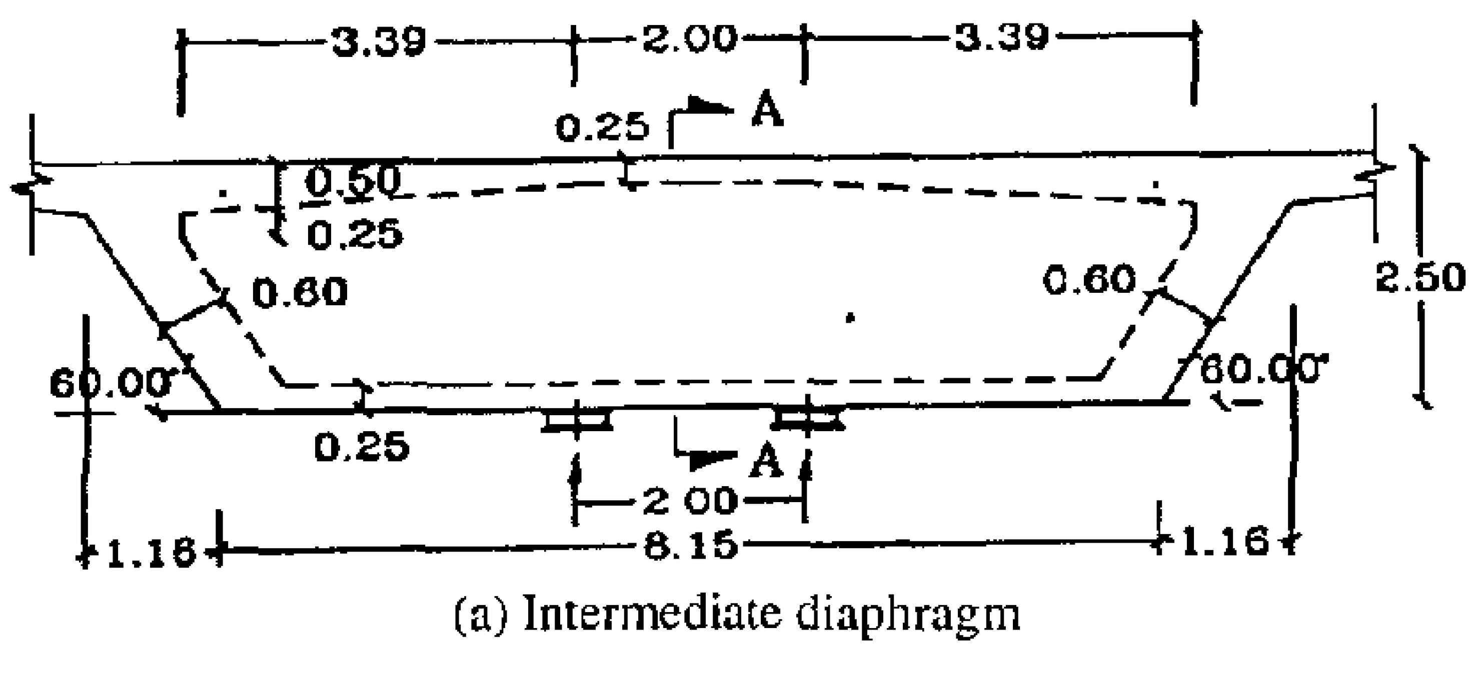
Cont .Fig. 11- Strut and-tie model for wide box-girder under maximum eccentric loading

7.WORKED EXAMPLE

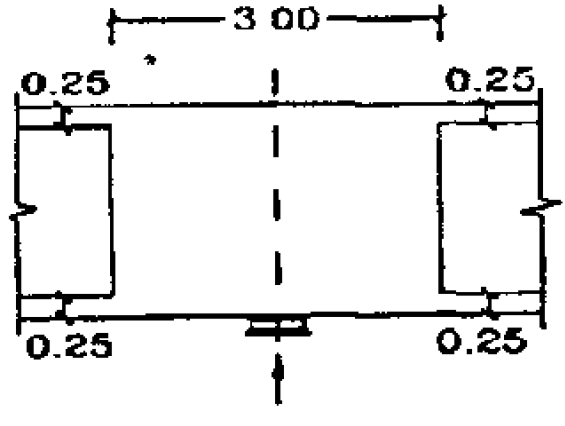
The box-girder support diaphragm shown in Figure 12.a and b is subjected to the set of forces shown in Figure 12.c. If the used concrete strength f_{cu} = 58 MPa ($_c$ = 46.4 MPa), and the used steel yield strength f_y= 360 MPa. The design stress values are given by [5],

$$f_{cd} = \frac{0.67 \times f_{cu}}{\gamma_c} = \frac{0.67 \times 58}{1.75} = 22.21MPa \quad (58)$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = \frac{360}{1.15} = 313.0MPa \quad (59)$$



(a) Intermediate diaphragm



(b) Section A-A

7.50 MN	2.00	7.50 MN	1-Case of Maximum Concentric Load
2.50 MN	2.00	12.5 MN	2- Case of Maximum Eccentric Load
		12.50 MN	3- Case of Temporary Jacking

(c) Design cases of loading

Fig.12- Illustrative example

At joint (1): $$T_1 = V_{w1} \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\gamma)} \quad (39)$$

$$C_1 = V_{w1}\left[\cos(\alpha) + \sin(\alpha)\cot(\gamma)\right] \quad (40)$$

At joint (2): $$C_2 = V_{w1} \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\phi)} \quad (41)$$

$$T_2 = V_{w1} \sin(\alpha)\left[\cot(\gamma) + \cot(\phi)\right] \quad (42)$$

At joint (3):

$$C_3 = V_{w1}\left[\cos(\alpha) + \sin(\alpha)(\cot(\phi) + \cot(\gamma)\right] \quad (43)$$

Member sizes, nodal dimensions, and tension ties reinforcement are then determined using the previously described procedure for regular box-girder diaphragms. Once the member and nodal dimensions are evaluated, they can be drawn to check if it fits within the diaphragm physical boundaries.

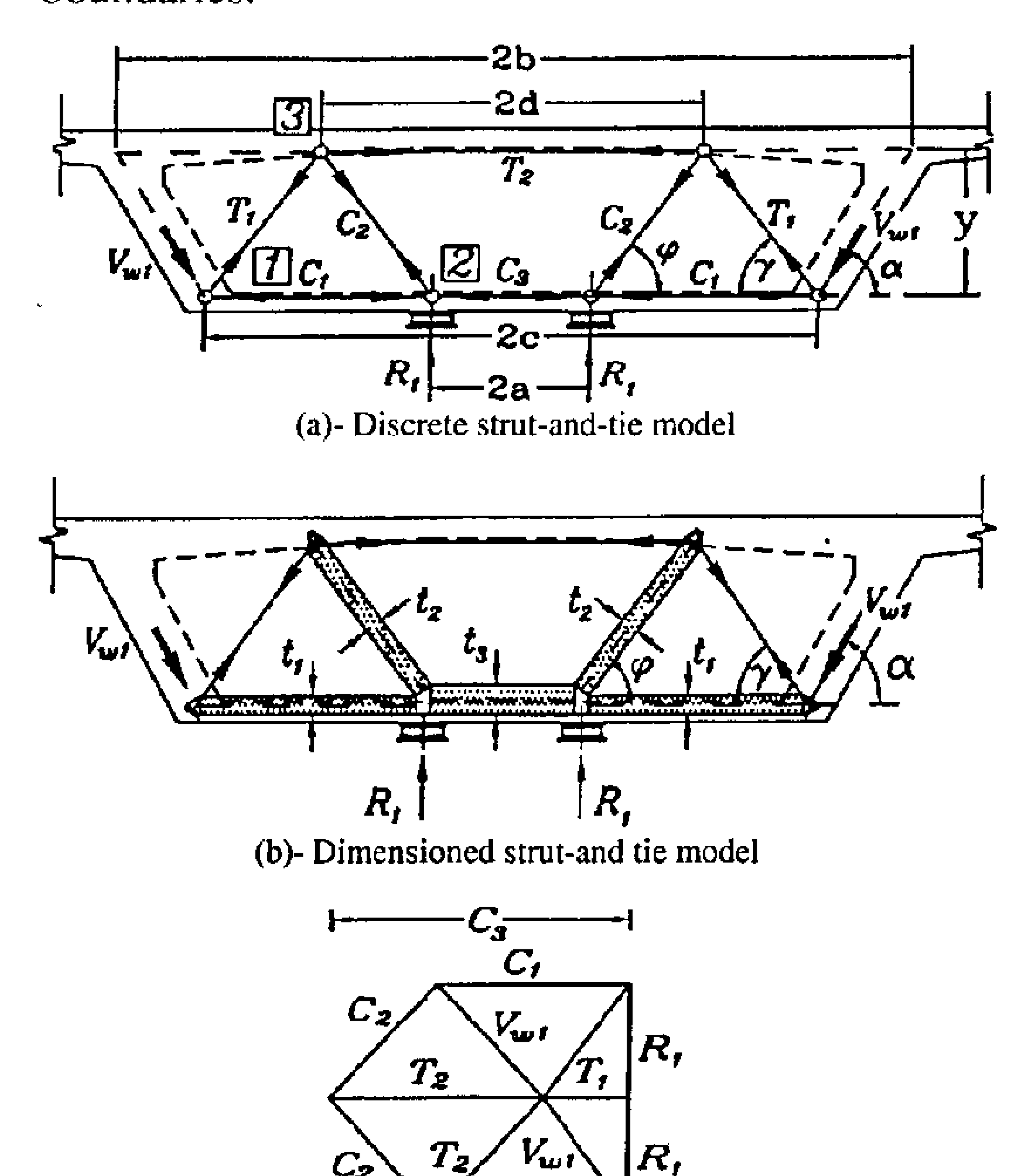


Fig. 9- Strut and-tie model for wide box-girder under maximum concentric loading

5.2- Case of Temporary Jacking

Figure 10.a shows the discrete STM used for temporary jacking case. It is important to maintain the same distance "2d" previously used for the case of maximum concentric load in order to have the same reinforcement geometry, and to simplify the selection of the amount of bent reinforcement. The member forces are given by the force polygon shown in Figure 10.c, or by the following equilibrium equations:

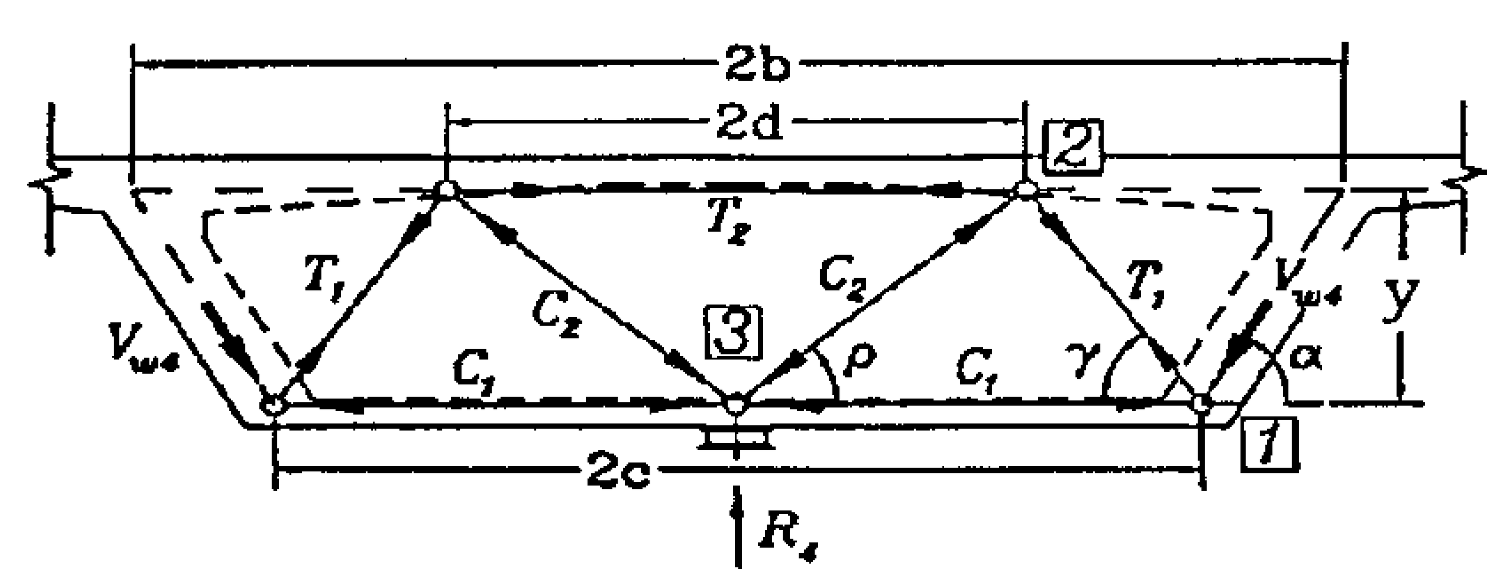
At joint (1): $$T_1 = V_{w4} \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\gamma)} \quad (44)$$

$$C_1 = V_{w4}\left[\cos(\alpha) + \sin(\alpha)\cot(\gamma)\right] \quad (45)$$

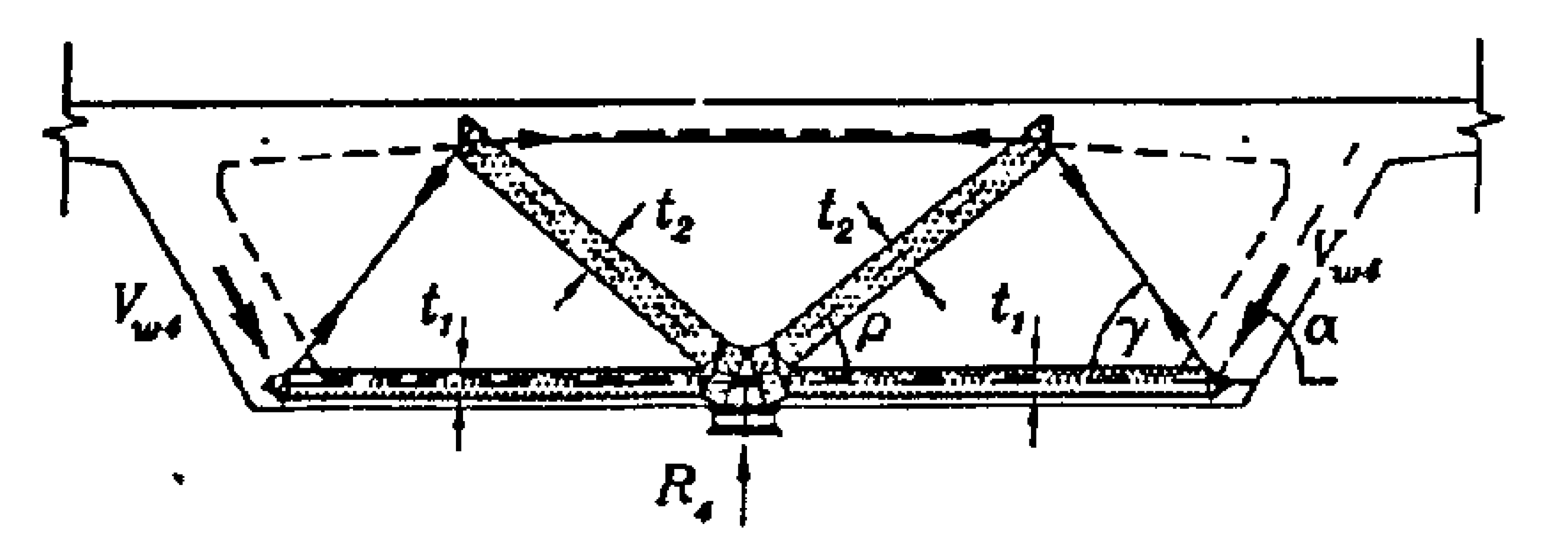
At joint (2): $$C_2 = T_1 \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\rho)} \quad (46)$$

$$T_2 = V_{w4} \sin(\alpha)\left[\cot(\gamma) + \cot(\rho)\right] \quad (47)$$

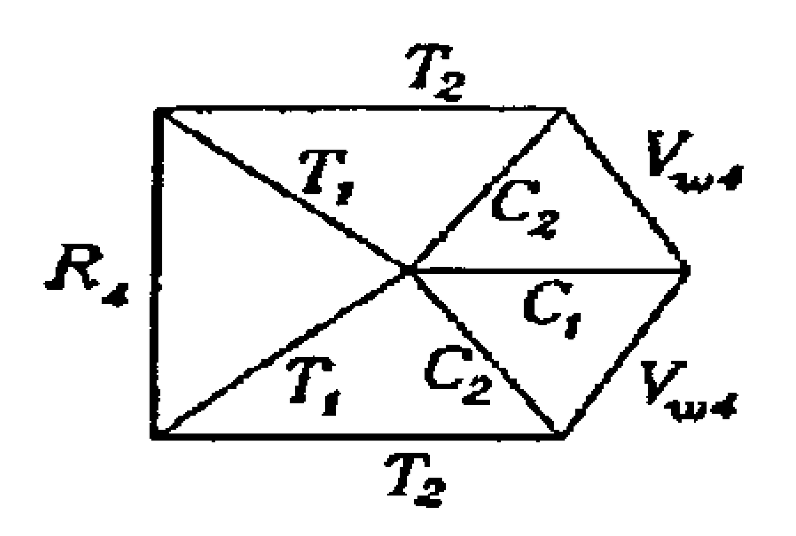
The dimensioned STM is shown in Figure 10.b.



(a)- Discrete strut-and-tie model



(b)- Dimensioned strut-and tie model



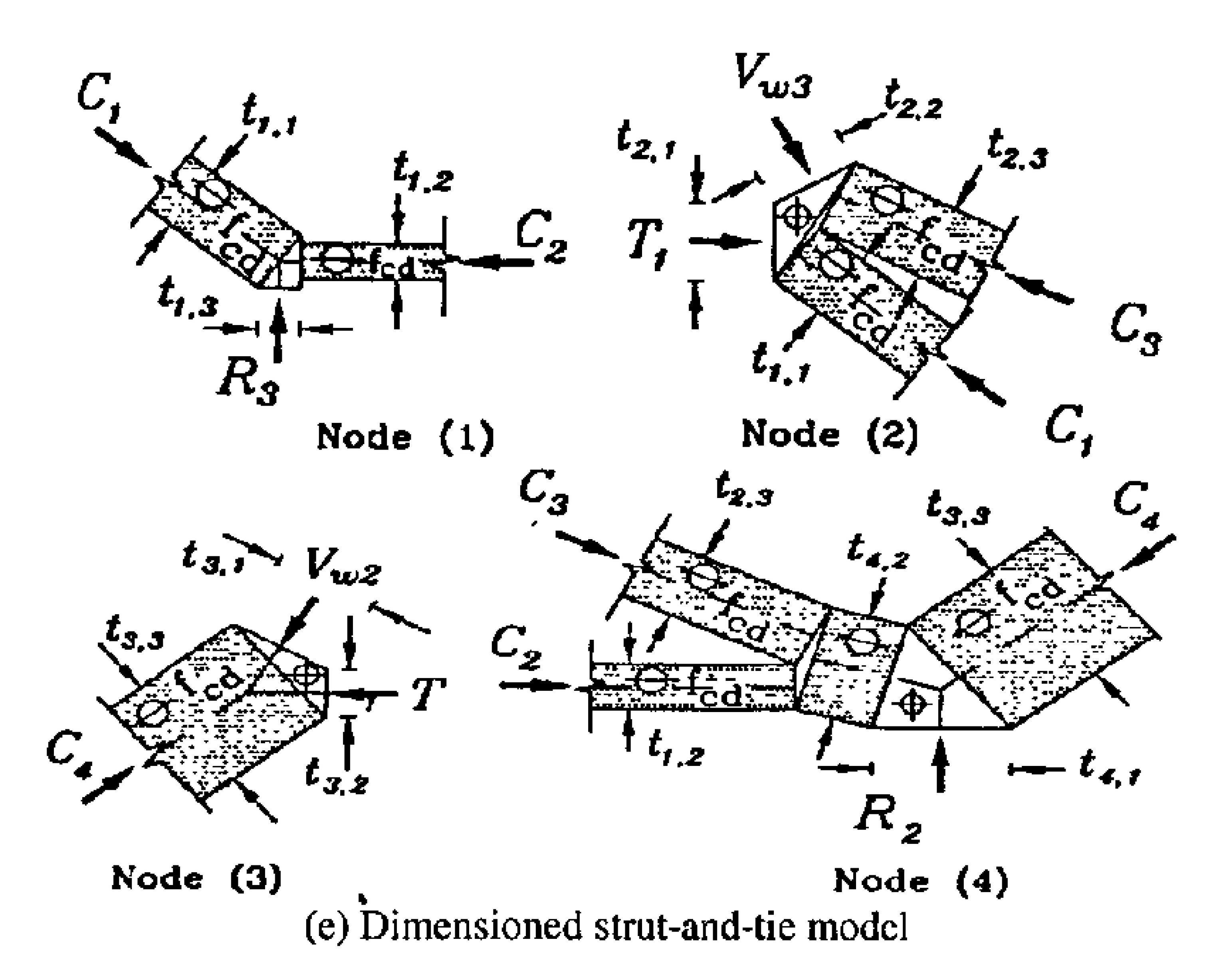
(c)- Force polygon

Fig.10- Strut and-tie model for wide box-girder under temporary jacking

5.3- Case of Maximum Eccentric Loading

The STM shown in Figure 11 is adopted, keeping the bent-point distance "2d" unchanged. The model forces are then evaluated from the force polygon (Figure 11.c) or using equilibrium equations as follows:

At joint (1): $$T_1 = V_{w3} \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\gamma)} \quad (48)$$



(e) Dimensioned strut-and-tie model

Cont. Fig. 6- Strut and tie model for a box-girder diaphragm under maximum eccentric loading

4.3- Case of Temporary Jacking of Bridge Deck

In this case, a flat jack is used to lift the bridge deck for few centimeters in order to maintain and/or replace the bridge bearings. If one jack is placed at the deck centerline, the STM shown in Figure 7 is developed. The model forces can be directly obtained as follows:

At Joint (1): $$C_1 = \frac{R_4}{2\sin(\eta)} \quad (37)$$

At Joint (2): $$T_1 = C_1 \cos(\eta) - R_4 \cot(\alpha) \quad (38)$$

Dimensioning of compression struts and nodal zones, and reinforcement of tension ties can be carried out using the same procedure described for the previous two cases (Figures 7.c and d).

4.4- Locating Small Openings and Service Ducts

If small openings and/or service ducts are to be placed within the box-girder, it is recommended to avoid the compressive force paths (struts) at the diaphragms. This is best achieved by drawing all possible strut-and-tie models over each other (Figure 8), then locating the required ducts in the tension zones of the diaphragm.

5- APPLICATION TO WIDE SINGLE-VENT BOX-GIRDER DIAPHRAGMS

The aforementioned strut-and-tie models are only applicable to regular box-girders, in which the slope angle of the diagonal compression struts $\varphi > 30^o$ [4]. For wide box-girder bridges, angle φ will become too flat ($\varphi < 30^o$), and strut-and-tie models similar to those described in the following sections shall be adopted.

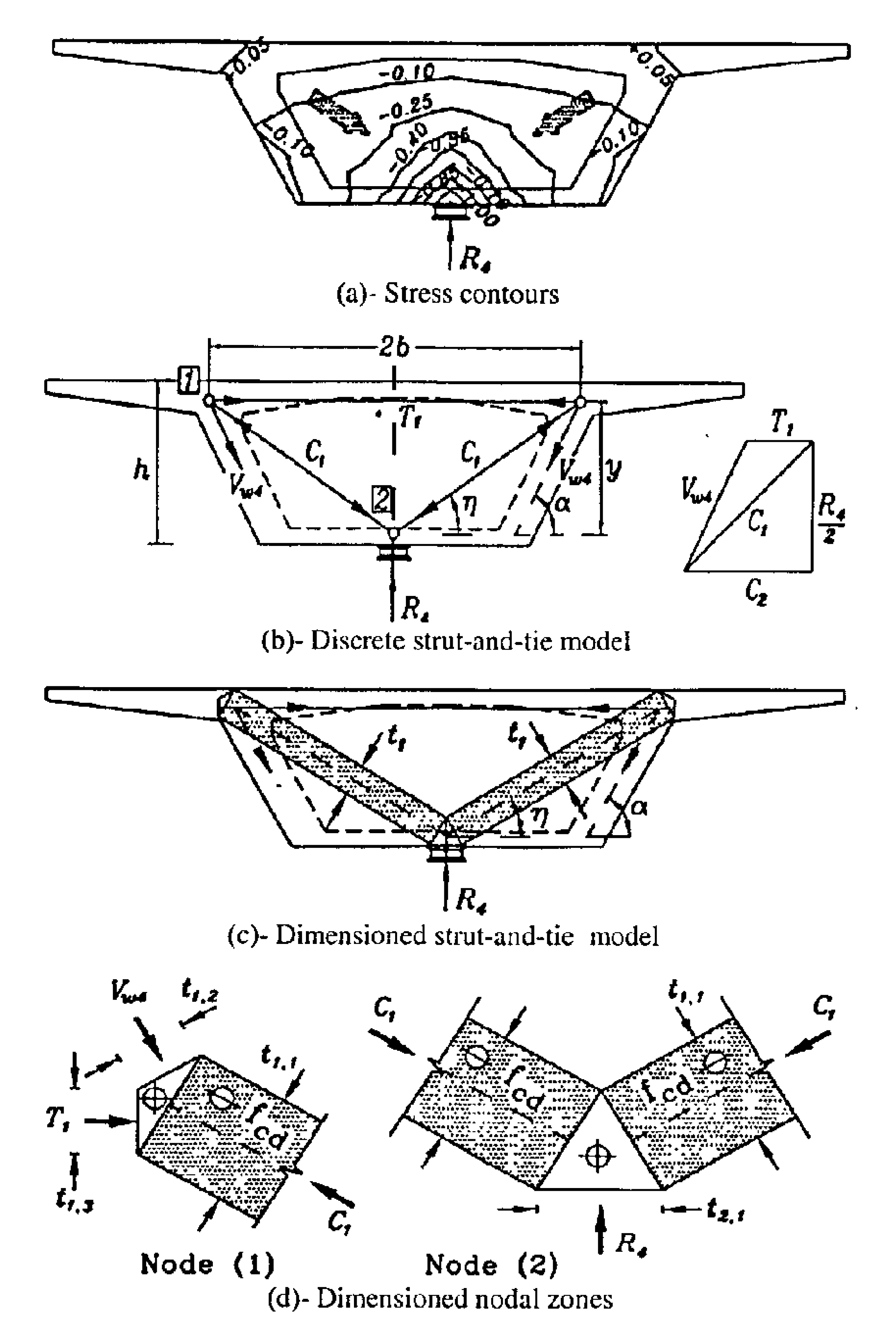


Fig.7- Strut and tie model for a box-girder diaphragm under temporary jacking

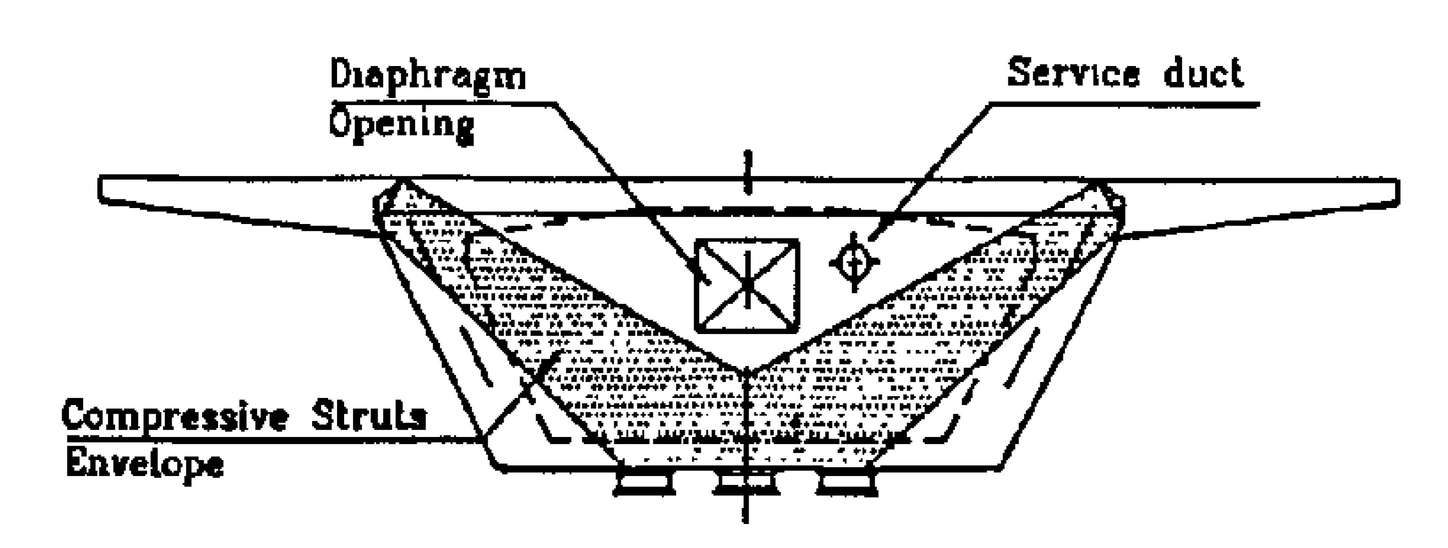


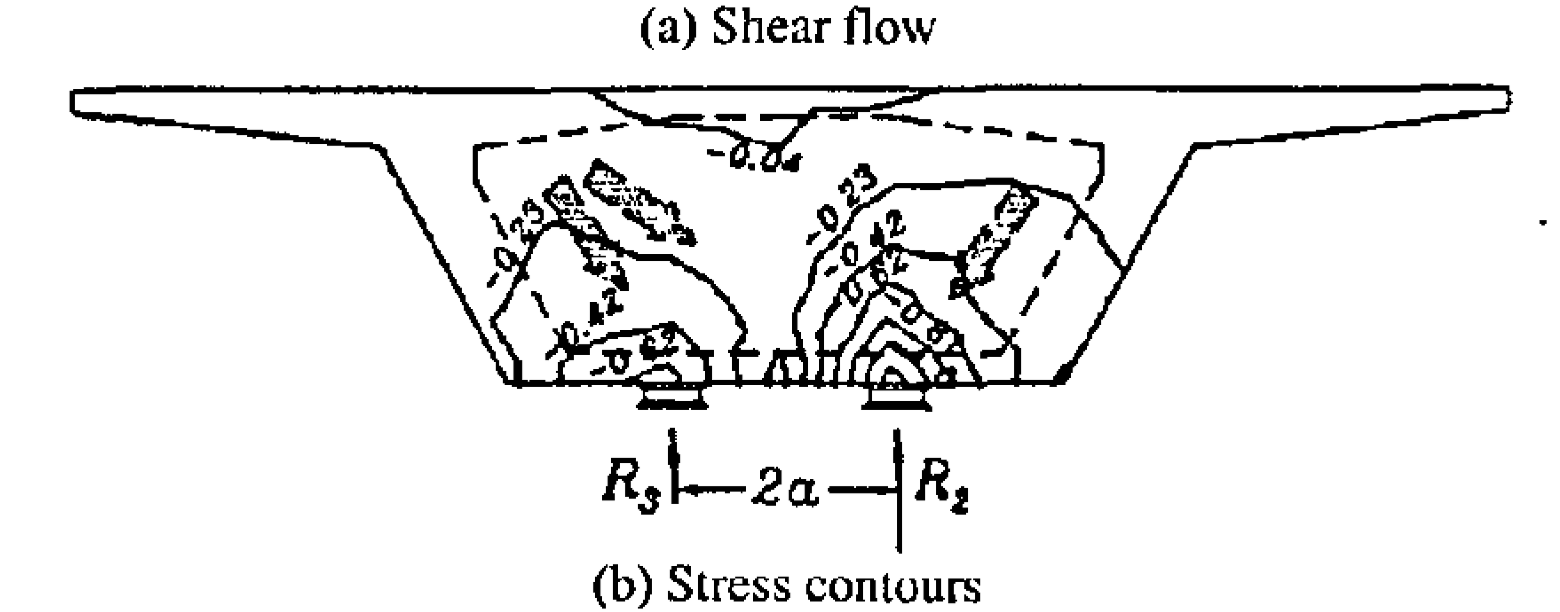
Fig. 8- Locating service ducts and diaphragm openings

5.1- Case of Maximum Concentric Loading

The STM shown in Figures 9.a and b is identical to that of regular box-girder diaphragm subjected to concentric loading, except that two diagonal tension ties T_l are used to carry (hang) the web reaction V_{wl} to the diaphragm top fibers (bent-bars). The distance "2d" at which the diaphragm top bars are bent (Figure 9.a) is chosen by the designer so that the angle ($60^o > \varphi > 30^o$). The model forces can be obtained from the force polygon shown in Figure 9.c, or by applying the equilibrium equations at different joints as follows:

$$T_1 = V_{w2}\sin(\alpha)[\cot(\phi)-\cot(\alpha)]+V_{f2} \quad (25)$$

At Joint (4): $$C_3 = \frac{1}{\sin(\beta)}[R_2 - V_{w2}\sin(\alpha)] \quad (26)$$



(a) Shear flow

(b) Stress contours

Fig. 5-Stress analysis of a box-girder diaphragm under maximum eccentric loading

The member dimensions and tie reinforcement can be obtained using equations (1) and (2), and the nodal zone dimensions can then be evaluated. Assuming hydrostatic node condition, the nodal dimensions (Figure 6.c) can be determined as follows:

Node (1): $$t_{1,1} = t_1 = \frac{C_1}{w \times v \times f_{cd}} \quad (27)$$

$$t_{1,2} = t_2 = \frac{C_1\cos(\phi) - V_{f1}}{w \times v \times f_{cd}} \quad (28)$$

$$t_{1,3} = t_1 \times \sin(\phi) \quad (29)$$

Node (3): $$t_{3,3} = t_4 = \frac{C_4}{w \times v \times f_{cd}} \quad (30)$$

$$t_{3,1} = t_4 \times \frac{\sin(\phi)}{\sin(\alpha)} \quad (31)$$

$$t_{3,2} = t_4 \times [\cos(\phi) - \sin(\phi)\cot(\alpha)] \quad (32)$$

Node (2): $$t_{2,2} = \frac{V_{w3}}{w \times v \times f_{cd}} \quad (33)$$

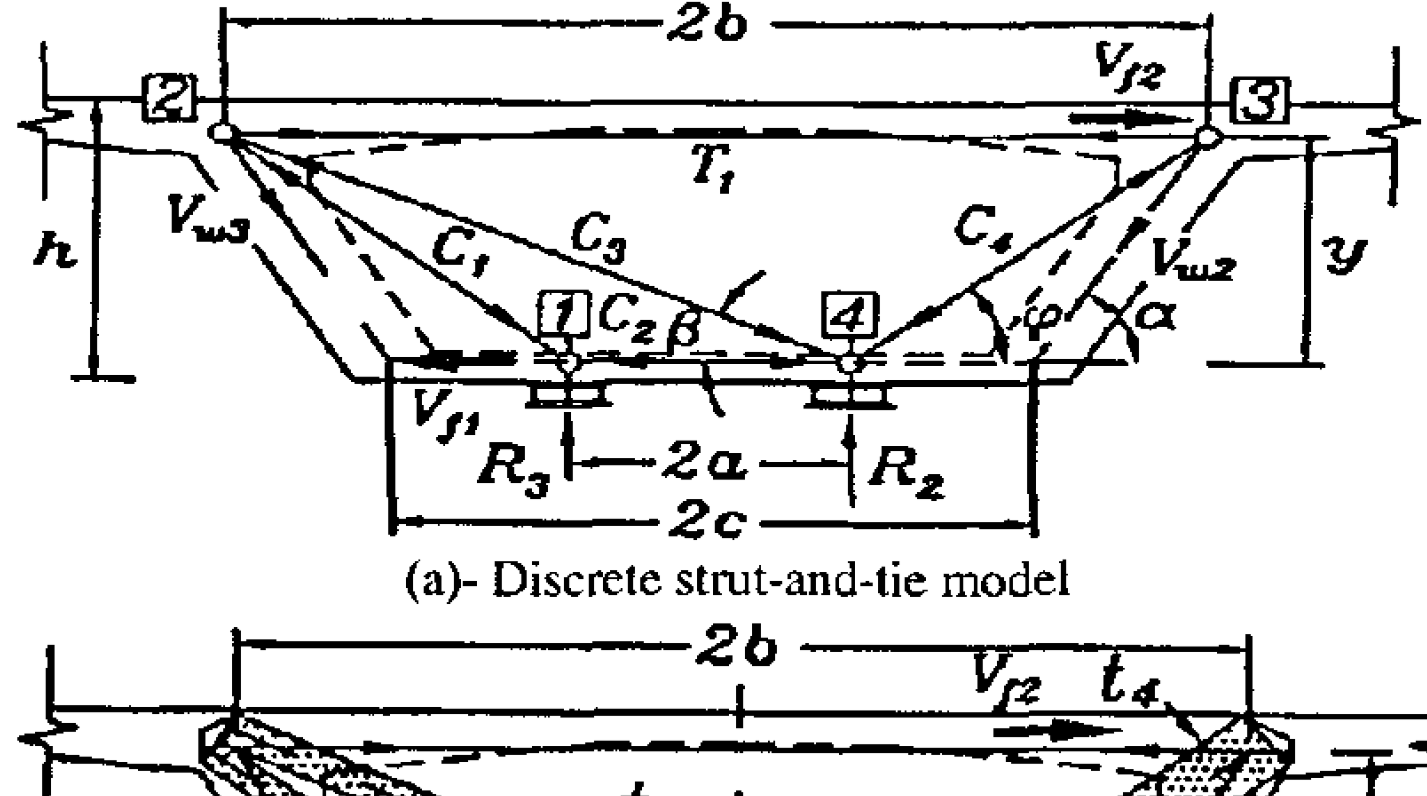
$$t_{2,3} = \frac{t_{2,1} + t_{2,2}.\cos(\alpha) - t_{1,1}\cos(\phi)}{\cos(\beta)} \quad (34)$$

Node (4): $$t_{4,1} = t_{3,3}\sin(\phi) + t_{2,3}\sin(\beta) \quad (35)$$

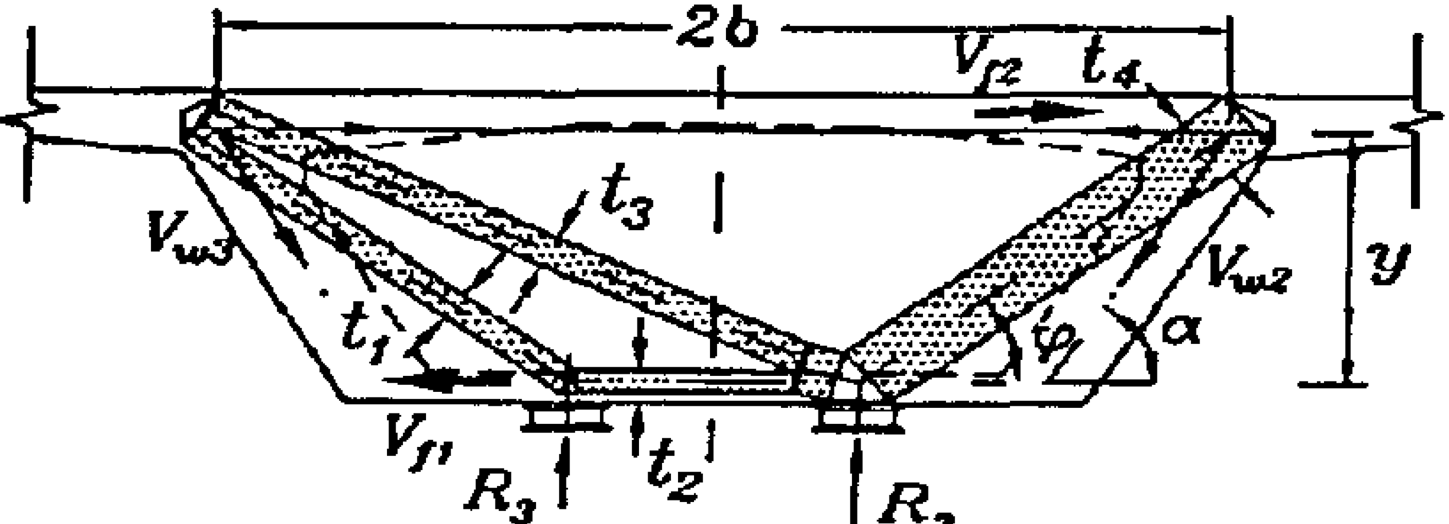
Similar to the case of maximum concentric loading, distance "y" (Figure 6.b) can then be evaluated using the equation,

$$y^2 - \left[h - c_{str} - \frac{V_{w2}\sin(\alpha)}{2 \times w \times v \times f_{cd}}\cot(\phi)\right] \times y + \frac{V_{w2}\sin(\alpha)}{w \times v \times f_{cd}}(b-a) = 0 \quad (36)$$

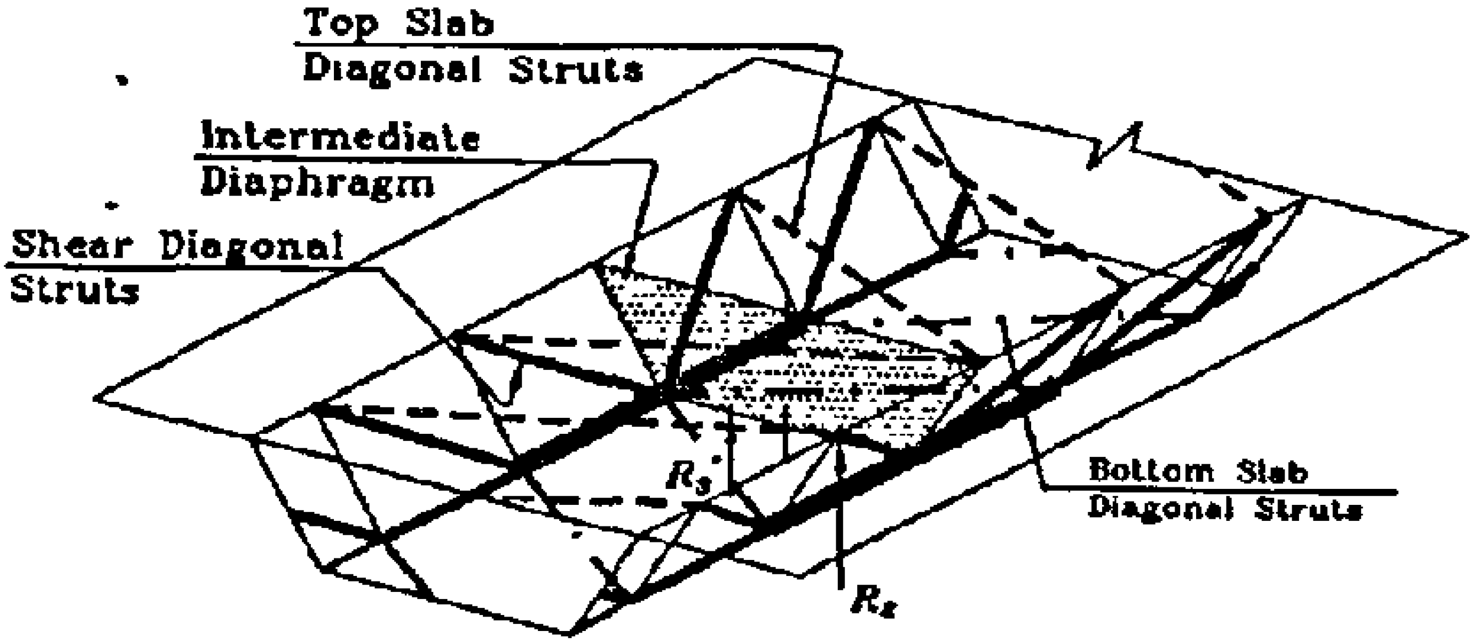
This distance must be larger than or equal to the assumed value of $0.85h$ to ensure that the adopted STM will fit within the diaphragm physical boundaries.



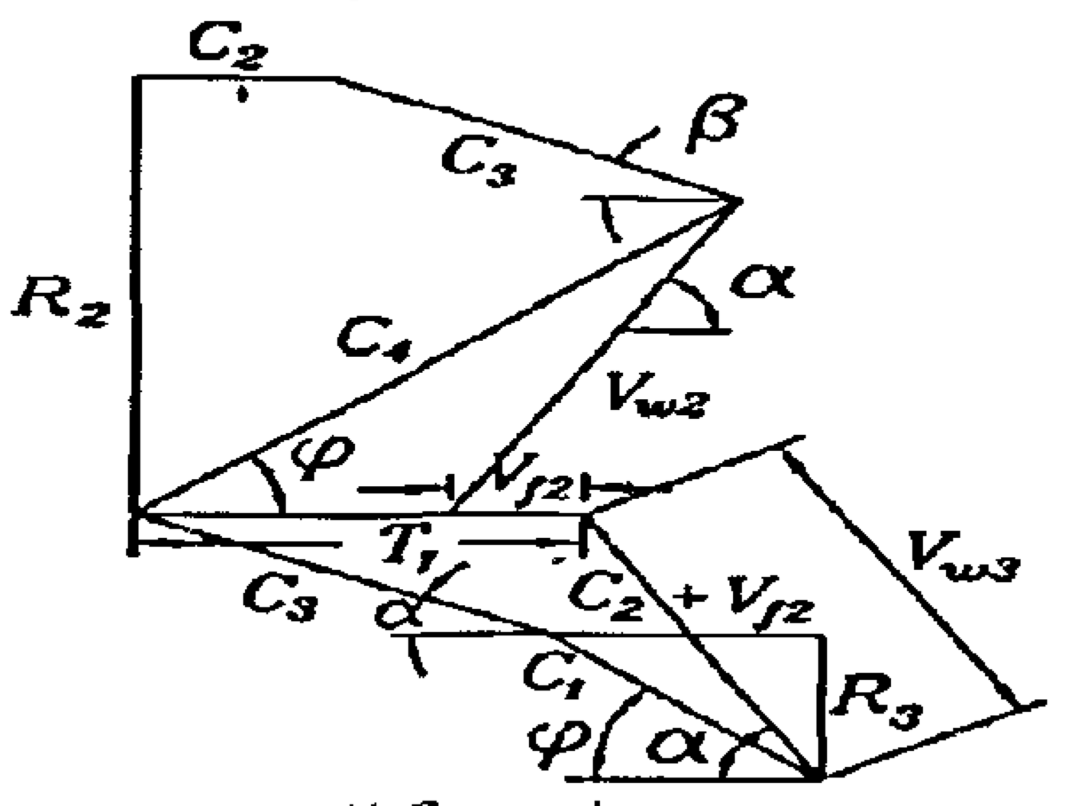
(a)- Discrete strut-and-tie model



(b)- Dimensioned strut-and-tie model



(c) - Space strut-and-tie model



(d) Force polygon

Fig. 6- Strut and tie model for a box-girder diaphragm under maximum eccentric loading cont.

Once the model forces are obtained, strut dimensions and tie reinforcement can be evaluated using equations. (1) and (2) respectively. Nodal zone dimensions (Figure 4.a) are obtained as follows:

Node (1): $$t_{1,2} = t_1 = \frac{C_1}{w \times v \times f_{cd}} \quad (8)$$

$$t_{1,1} = t_1 \times \cos(\phi) \quad (9)$$

$$t_{1,3} = t_1 \times \sin(\phi) \quad (10)$$

Node (2): $$t_{2,1} = t_1 \quad (12)$$

$$t_{2,2} = t_1 \times \frac{\sin(\phi)}{\sin(\alpha)} \quad (13)$$

$$t_{2,3} = t_1 \times [\cos(\phi) - \sin(\phi)\cot(\alpha)] \quad (14)$$

Typically, if hydrostatic nodes are used, the nodal stresses will always be equal to the stresses in the compressive strut connected to them, and there is no need to re-check their stresses. The distance "y" between the centroid of the tension tie T_1 and the compression strut C_2 (Figure 4.b) can then be evaluated using the equation,

$$y^2 - \left[h - c_{str} - \frac{R_1}{2 \times w \times v \times f_{cd}} \cot(\phi)\right] \times y + \frac{R_1}{w \times v \times f_{cd}}(b - a) = 0 \quad (15)$$

The assumed STM can be then be refined if the calculated distance "y" is found to be too far from the assumed one (*0.85 h*).

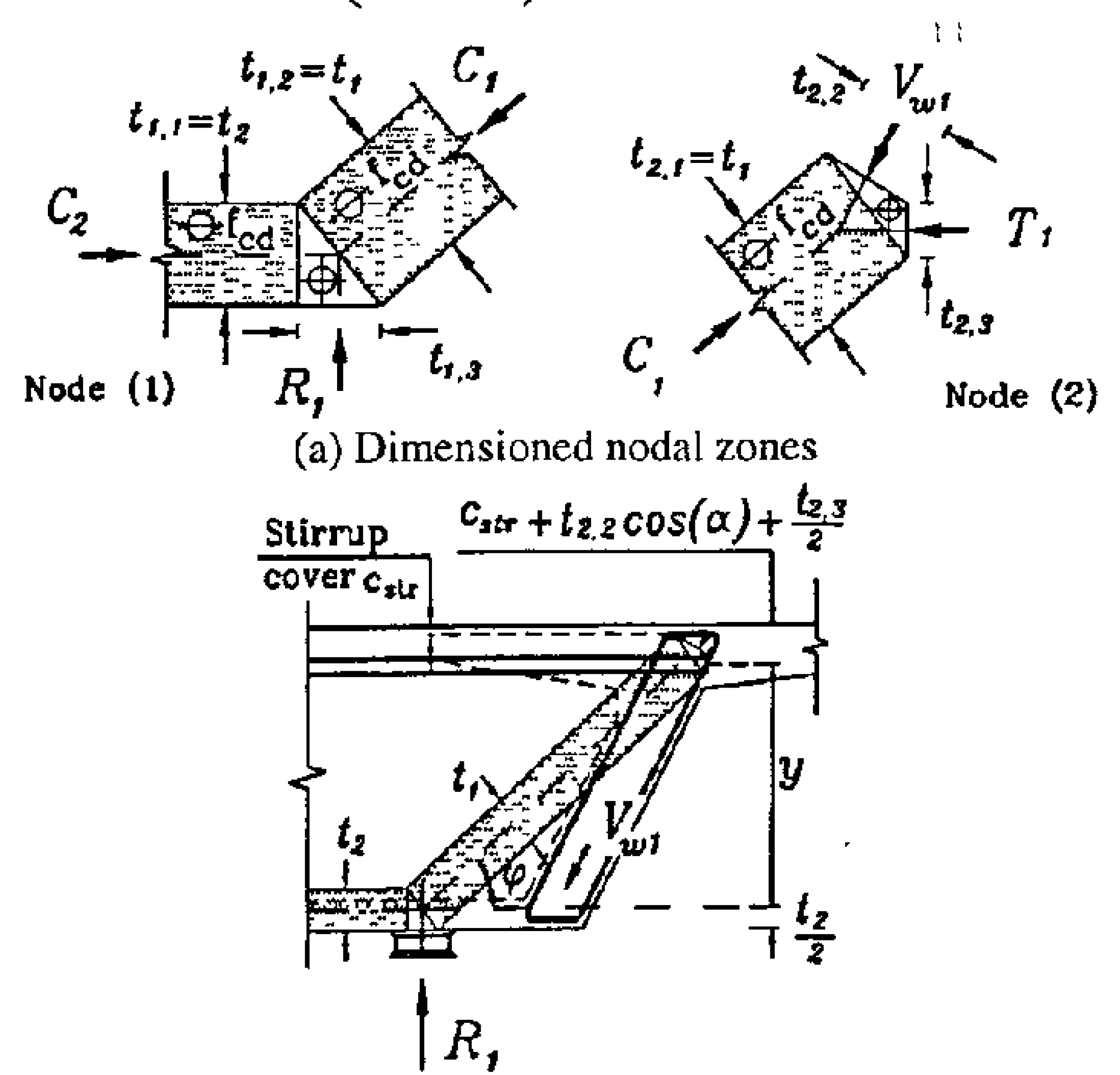


Fig. 4- Strut and tie model for a box-girder diaphragm under maximum concentric loading

4.2- Case of Maximum Eccentric Deck Loading

The shear flow τ due to maximum eccentric deck loading (Figure 5.a) can be decomposed to (a) shear flow due to pure shear τ_s, caused by two equal bearing reactions equal to $(R_2 + R_3)/2$, and (b) shear flow due to pure torsion τ_t, caused by two opposite bearing reactions equal to $(R_2 - R_3)/2$. Knowing the bearing reactions R_2 and R_3, the two shear-flows τ_s and τ_t can be calculated as follows:

$$\tau_s = \frac{R_2 + R_3}{2y} \quad (16)$$

$$\tau_t = \frac{T}{2A_o} = \frac{a \times (R_2 - R_3)}{y \times 2(b + c)} \quad (17)$$

The web forces V_{w2} and V_{w3} can then be evaluated as follows (Figure 6.a),

$$V_{w2} = (\tau_s + \tau_t)\sqrt{y^2 + (b - c)^2} \quad (18)$$

$$V_{w3} = (\tau_s - \tau_t)\sqrt{y^2 + (b - c)^2} \quad (19)$$

While the bottom and top flange forces V_{f1} and V_{f2} can then be evaluated as follows:

$$V_{f1} = \tau_t \times 2c \quad (20)$$

$$V_{f2} = \tau_t \times 2b \quad (21)$$

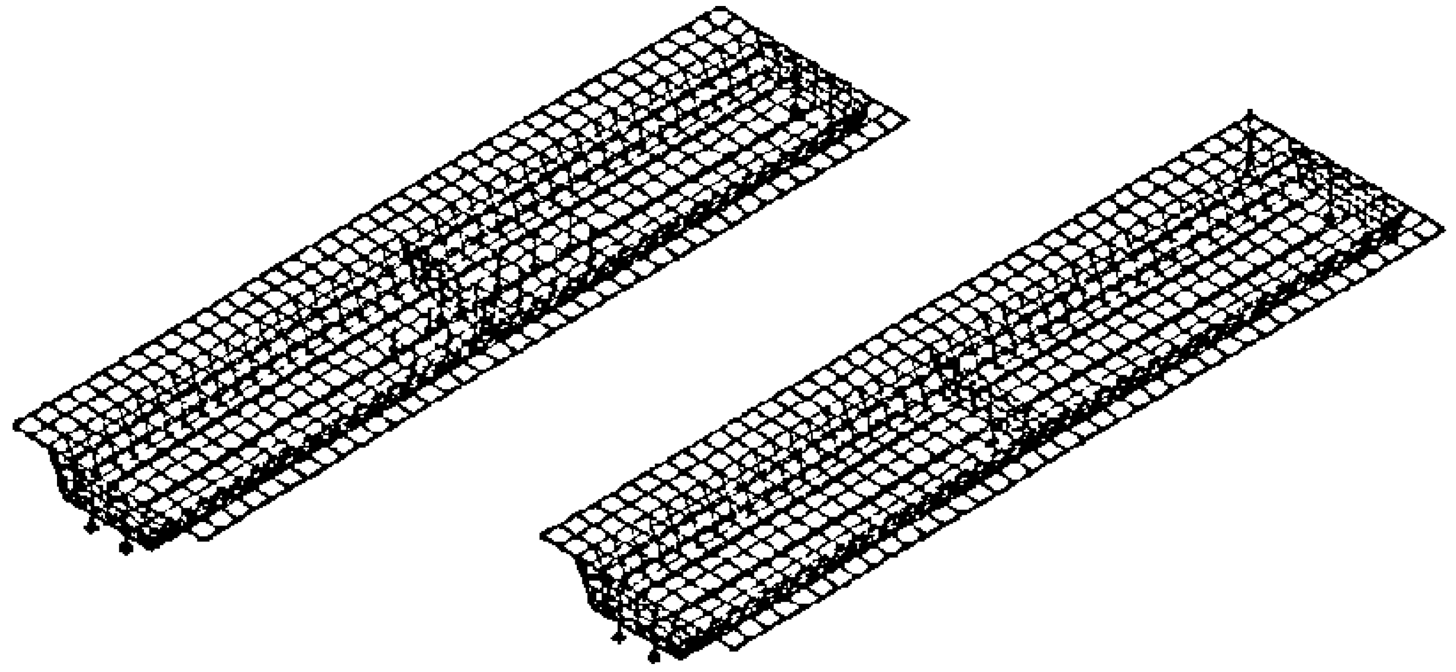
The STM model shown in Figures 6.a and b is based on the compressive stress contours obtained from elastic analysis (Figure 5.b), and the global STM near the diaphragm for the case of maximum eccentric loading (Figure 6.c). Similar to the previous STM for the case of maximum concentric deck loading, sufficient steel reinforcement (hangers) are required to transfer the web reactions (V_{w2}, V_{w3}) from the diaphragm soffit to its top fibers, and to transfer the flange forces (V_{f1}, V_{f2}) to the webs. The model forces can then be evaluated using the force polygon shown in Figure 6.d, or by applying equilibrium equations at the joints as follows:

At Joint (1): $$C_1 = \frac{R_3}{\sin(\varphi)} \quad (22)$$

$$C_2 = R_3 \cot(\varphi) - V_{f1} \quad (23)$$

At Joint (3): $$C_4 = V_{w2} \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\varphi)} \quad (24)$$

forces are transferred from the box-girder to the diaphragm will depend on the assumed global STM.



(a) Case of eccentric live load (b) Case of temporary jacking

Fig. 2- Typical finite element linear elastic models used to estimate diaphragm loads

4.1- Case of Maximum Concentric Deck Loading

Elastic analysis of a typical box-girder diaphragm under maximum concentric loading yields the shear flow and the compressive stress contours shown in Figures 3.a and b respectively. If the compressive stress resultants are lumped into compression struts, the discrete STM shown in Figure 3.c can be easily visualized. However, the designer shall bear in mind that, at ultimate, the factored elastic forces are transferred from the bridge deck to the diaphragm through the global STM shown in Figures 3.e and f, and the diaphragm is finally loaded by two equal concentrated reactions V_{w1} acting at is soffit [2]. To activate the trapezoidal STM shown in Figure 3.g, hanging reinforcement in the form of well-anchored (closed) stirrups must be provided to transfer the web reaction from the diaphragm soffit to its top fibers. If such reinforcement is provided, and knowing the diaphragm reactions $2R_1$, the STM forces can be obtained from the force polygon shown in Figure 3.d or calculated from equilibrium equations as follows,

$$V_{w1} = \frac{R_1}{\sin(\alpha)} \tag{3}$$

$$C_1 = \frac{R_1}{\sin(\phi)} \tag{4}$$

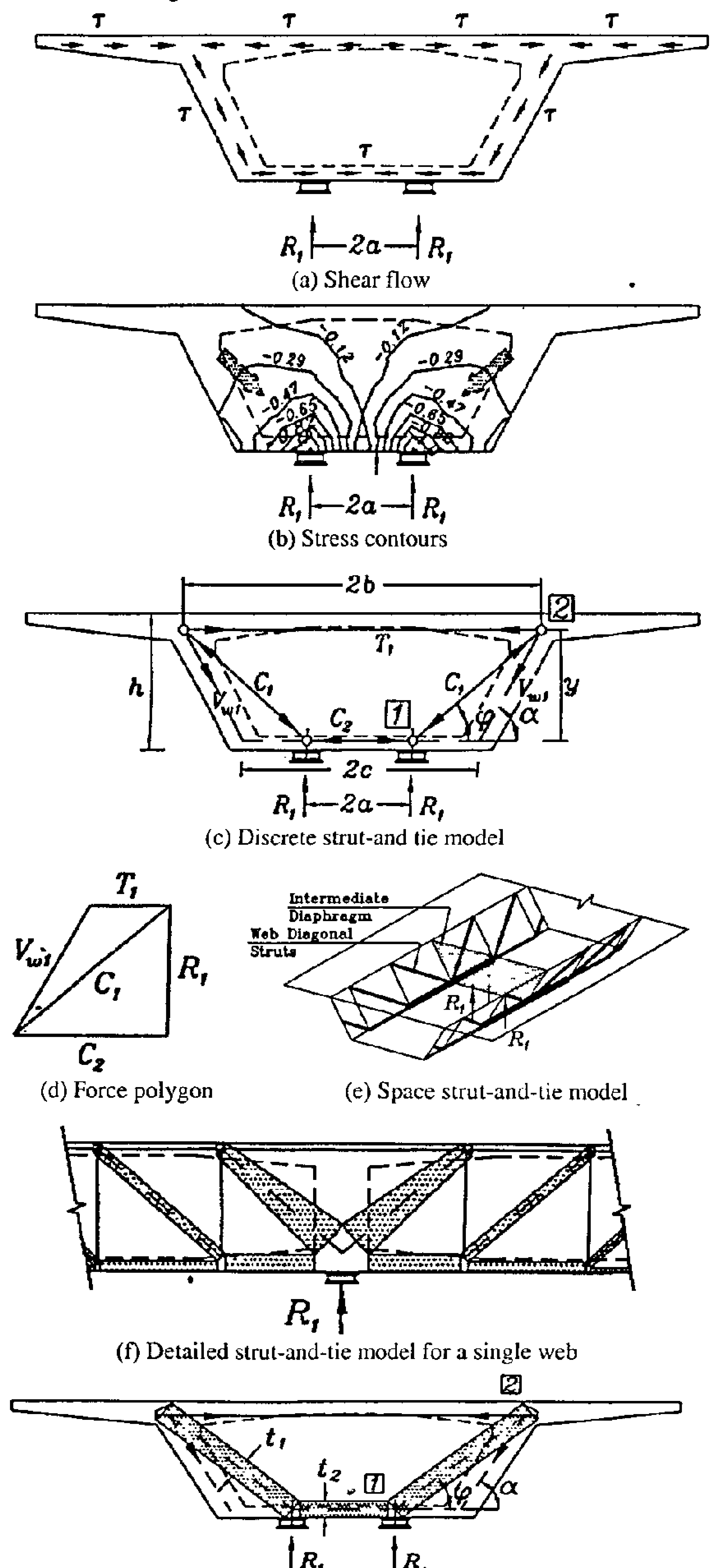
$$C_2 = R_1 \cot(\phi) \tag{5}$$

$$T_1 = R_1 \cot(\phi) = C_2 \tag{6}$$

where angle φ represents the inclination of strut C_1 with the horizontal, and is given by,

$$\phi = \tan^{-1}\left[\frac{y}{b-a}\right] \tag{7}$$

In which "y" is the distance between the centerlines of strut C_2 and tie T_1, and can be assumed equal to $0.85\ h$ for a first trial.



(c) Discrete strut-and tie model

Fig. 3- Strut and tie model for a box-girder diaphragm under maximum concentric loading

concrete, assuming an elastic-perfectly plastic behavior. They represent a lower-bound solution given that; (a) admissible stress fields, satisfying both equilibrium and boundary conditions, are adopted, and (b) the analyzed element possesses sufficient ductility to allow for stress redistribution at ultimate load. The basic assumptions used to develop the truss models introduced in this paper are;

1- Reinforced concrete is an elastic-perfectly plastic material.

2- Negligible concrete tensile strength in the plane under consideration. This implies that no explicit concrete tension members are allowed, and that tension is always taken by steel reinforcement.

3- Only two-dimensional plane-stress problems are considered, i.e. the thickness of the considered elements is much less than their other two dimensions. STM elements introduced hereafter are assumed to have a uniform thickness equal to that of the analyzed element.

4- Premature failure modes due to accidental cracking, splitting of compressive struts, and high stress concentrations (near the loading points) are prevented.

Assumption "4" is achieved by providing: (a) a minimum reinforcement mesh all over the designed element to maintain its integrity and to allow for some degree of stress redistribution at ultimate, and (b) special local reinforcement at the regions of stress concentration (bearing zone) to avoid any splitting and/or bursting failure modes.

Strut-and-tie models are mainly composed of: (a) compression fields (struts), (b) tension ties, inter-connected by (c) nodal zones. In the following section, rules adopted for developing the strut-and-tie models presented in this paper are briefly introduced. These rules are identical to those used by the Euro-Code 2 [4], and can be easily incorporated in the current Egyptian code [5].

3.2- Compression Struts

Compression struts are either concrete or steel elements. Ignoring the concrete tensile strength will result in prismatic struts under uniaxial compression. The strut strength can be estimated using the equation;

$$C_{strut} = w \times t_i \times v \times f_{cd} \qquad (1)$$

where, w and t_i are the strut dimensions, f_{cd} is the concrete design strength, and v is the concrete efficiency factor and is given by the following rules [4],

v = 1.0, for undisturbed struts subjected to uniaxial compression.

= 0.6, for struts with skew cracks, or skew tension reinforcement.

3.3- Tension Ties

Tension ties are mainly steel elements loaded in tension. They must be well anchored behind the nodal zones they are connected to. The line of action of a tension tie must coincide with the centroid of the steel bars forming the tension field. Given that steel bar eccentricities are avoided, the tie strength can be evaluated using the following equation [4],

$$T_s = A_s \times f_{yd} \qquad (2)$$

where f_{yd} is the steel design strength.

3.4- Nodal Zones

Nodal zones are defined as the regions where STM members intersect. They must satisfy horizontal, vertical, and moment equilibrium. Nodal zones are always under a state of biaxial compression, even when they connect tension ties to compressive struts. In general, when the above rules are adopted for truss members, nodal zones are unlikely to be critical [4]. A rigorous procedure for checking the nodal stresses is given in references [6,7].

4. APPLICATION TO REGULAR SINGLE-VENT BOX-GIRDER DIAPHRAGMS

Although strut-and-tie models represent a state of stress within the designed elements at ultimate, elastic stress analysis techniques are typically used to obtain the design forces of such elements. Finite element models similar to those shown in Figures 2.a and b are typical models used to estimate the ultimate (factored) forces acting on a box-girder diaphragm. Nevertheless, the designer shall keep in mind that, a STM of a box-girder diaphragm forms only a part of a global STM that simulates the stress condition of the entire bridge at ultimate [1,2]. In this context, elastic stress analysis will only be relied upon to quantitatively evaluate the forces acting on the diaphragm, but the way these

DESIGN OF R.C. SINGLE-VENT BOX-GIRDER BRIDGE DIAPHRAGMS: A STRUT-AND-TIE MODEL APPROACH

BY
Dr. Adel Galal El-Attar*

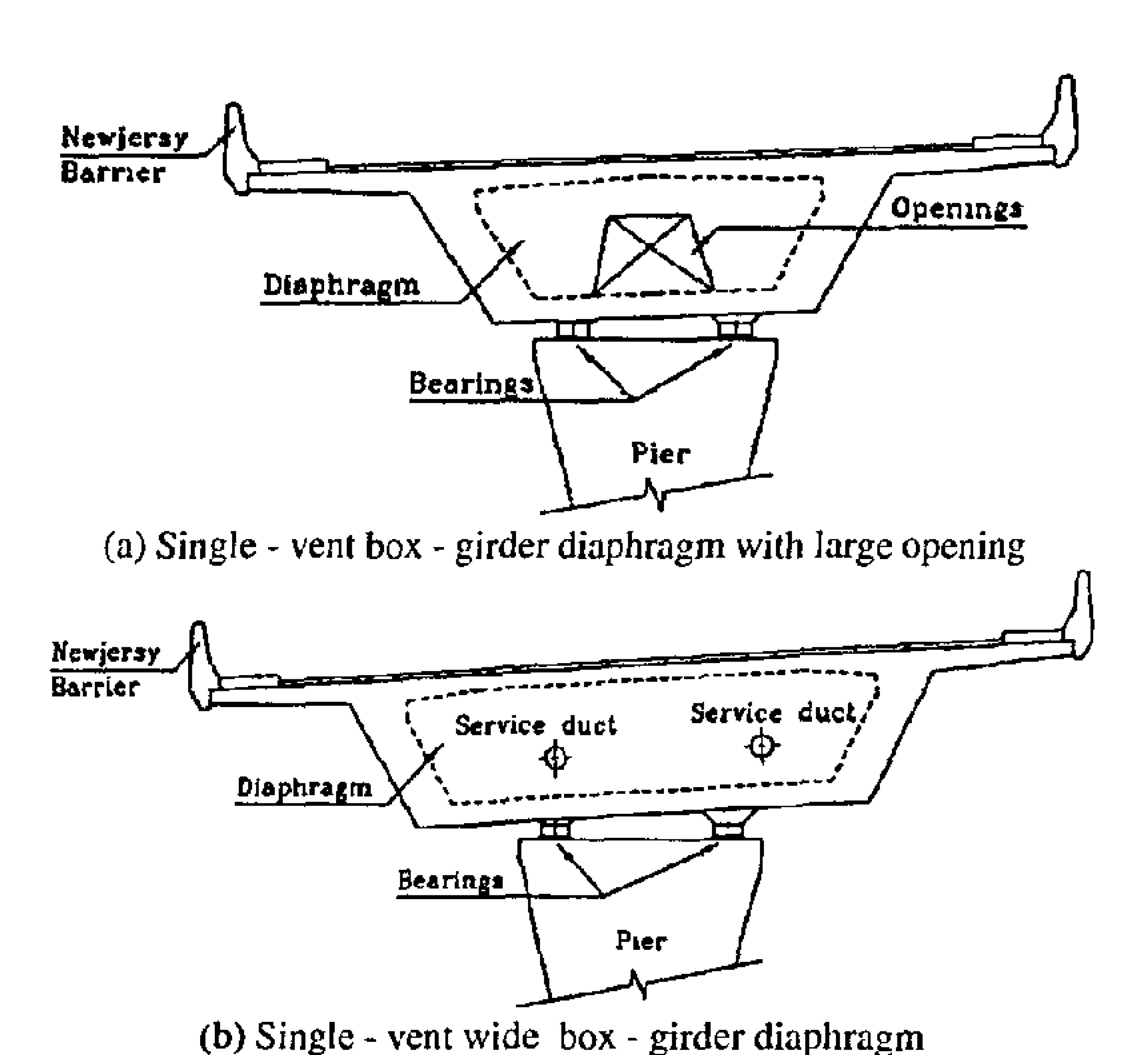
1- ABSTRACT

The theory of plasticity manifested in the so-called 'strut-and-tie' models is applied to the design of reinforced concrete single-vent box-girder bridge diaphragms. Investigated load cases include, (a) maximum concentric load, (b) maximum eccentric load, and (c) temporary jacking for bearing replacement. Solutions for both regular-box and wide-box diaphragms are introduced. Rules adopted by the European Code CEB-FIP 1993 have been implemented to develop strut-and-tie models for each case. Special attention has been given to identify a clear force path from the bridge deck to the bearings, and to satisfy basic equilibrium requirements. A worked example is provided to illustrate the applicability of the proposed models.

2- INTRODUCTION

During the past few decades, box-girders have become widely used for medium to long span bridges (25 200 m) [1,2]. With their high efficiency in flexure and torsion, attractive aesthetics, and ease of construction, box-girder solutions lend themselves particularly well to the cases of curved and/or skew bridges [2]. Recent advancements in the analysis and construction techniques allowed the use of thinner section walls and the elimination of intermediate diaphragms, which reflected positively on the economy and speed of construction. Furthermore, the box interior can be used for utility ducts and some times for traffic purposes [1].

Cross diaphragms are typically used at the supports (abutments and piers) of box-girder bridges to allow the transfer of forces from the super-structure to the bearings without over-stressing the box bottom slab (Figure 1). Diaphragms also help minimizing the section distortion under non-symmetrical loading and allow the placement of the bearings at a closer spacing, and not necessarily under the box webs [1]. Despite their crucial rule, designers tend to use highly sophisticated techniques for analyzing the bridge deck, while they rely on past experience or apply some rules of thumb when designing cross diaphragms [3].



(a) Single - vent box - girder diaphragm with large opening

(b) Single - vent wide box - girder diaphragm

Fig.1-Typical forms of single - vent box - girder bridge diaphragms

A consistent and rational design approach is clearly needed to treat such critical elements. In the current paper, the "Strut-and-Tie Model" (STM) design methodology, which has successfully been used to address similar problems [3], is applied to the design of single-vent box-girder diaphragms. Details of the used models will be introduced and discussed in the following paragraphs.

3- COMPONENTS OF A STRUT-AND-TIE MODEL

3.1. Basic Assumptions

"Strut-and-tie" models (STM) are a direct application of the theory of plasticity to reinforced

* Associate Professor, Civil Engineering Department, Cairo University.

a departure from the current 20-element structure used in ISO 9001. The new process-based structure is more generic than the current 20-element structure and adopts the process management approach widely used in business today. The new process-based structure is consistent with the familiar Plan-Do-Check-Act improvement cycle. Within the standards, proposed changes are intended to bring added value to a quality system, especially in areas of continuous improvement, customer relations, and resource management. The major clause titles in the revised standards will be:

* Management responsibility (policy, objectives, planning, quality management system, management review)

* Resource management (human resources, information, facilities)

* Process management (customer satisfaction, design, purchasing, production)

* Measurement, analysis, and improvement (audit, process control, continual improvement)

While this restructuring will change the present 20 element format, it should be remembered that ISO does not specify requirements regarding the layout or structure of quality system documentation. The new format will continue to allow companies to structure their quality system documentation in a manner that reflects their unique ways of doing business, so long as they remain complying with the technical requirements of the standard [4].

CONCLUSION

Due to the high competition in both the local and international market nowadays, many construction companies in Egypt have already been ISO 9000 certified while others are in different phases of obtaining the certificate. This research could help contracting companies that aim to be ISO 9000 certified to better understand the standards by introducing the requirements of the standards with implications to the construction industry. Seventeen contracting companies that work in different locations all over Egypt were audited against the requirements of the ISO 9001 standard to figure out common deficiencies in the currently applied quality systems of these companies. The identified deficiencies could also help contracting companies to modify their quality systems to avoid falling in these traps.

REFERENCES

1- Hoyle, D., 1998, "ISO 9000 Pocket Guide", Butter-worth Heinemann.

2- International Organization for Standardization, 1994, "ISO 9001:1994, Quality systems Model for quality assurance in design, development, production, installation and servicing".

3- Lee, S.F., Roberts, P., and Lau, W.S., 1998, "Survey on ISO 9000 Quality Management system implementation in Hong Kong".

4- TUV CERT, 2000, "The new ISO 9000:2000, interpretation of the requirements of the draft standard".

for the audited activity.

* Develop procedures that ensure coverage of the quality system, reporting requirements, and follow-up confirmations.

* Ensure that a complete loop of detection, analysis, corrective action, and follow-up is performed.

* Internal Audits must be documented and follow-up audit activities shall verify and record the implementation and effectiveness of the corrective action taken.

Observations on current status:
* This clause is completely new for all companies that do not have a formal quality management system, therefore there is neither documented procedures nor implementation for planning and implementing internal quality audits.

TRAINING
(ISO 9000 Standard: Element 4.18)
Requirements
* The company shall establish, document, and maintain documented procedures that identify training needs and ensure training is subsequently provided.

* Maintain records of training.

Observations on current status:
* Lack of documented procedures that identify training needs and ensure training is subsequently provided.

* No assessment of employees training needs.

* Training is randomly provided to employees and frequently postponed due to projects' workload.

* Training records are not properly maintained especially for skilled labors or employees who perform dangerous jobs as welding of oil tanks.

SERVICING
(ISO 9000 Standard: Element 4.19)
Requirements
Servicing is any contracted service that the company provides after the sale of the product. This clause may be applied to the guarantee period after the delivery of the project to the customer as identified contractually [3].

* The company shall establish, document and maintain documented procedures for performing, verifying, and reporting that servicing meets specified contractual requirements.

Observations on current status:
* Lack of documented procedures for performing, verifying and reporting that servicing meets specified contractual requirements.

STATISTICAL TECHNIQUES
(ISO 9000 Standard: Element 4.20)
Requirements
This element is included to ensure that if statistical methods are being used by the company to control construction processes or finished items, the methods are accurate and properly applied for verifying the acceptability of process capability and product characteristics [3].

* The company shall identify the statistical techniques that are required for establishing, controlling, and verifying process capabilities and product characteristics.

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures to implement and control the application of identified statistical techniques.

Observations on current status:
* Statistical techniques that can be used are neither identified nor documented.

* Statistics are used for ensuring that incoming materials, in process, and finished items conform to specified requirements, e.g., cement, steel, and reinforced concrete.

ISO 9000 STANDARDS FOR THE YEAR 2000
By the end of the year 2000, the new version of the ISO 9000 standards will be officially issued. The current ISO 9001, ISO 9002 and ISO 9003 standards will be consolidated into the single revised ISO 9001-2000 standard. Tailoring of the ISO 9001 requirements will be permitted to omit requirements that do not apply to an organization as tailoring is permitted for organizations seeking registration to ISO 9002 or ISO 9003 today [4].

The revised ISO 9001 standards are being developed using a process-based structure. This is

Observations on current status:

*Lack of documented procedures for implementing corrective and preventive actions.

* Lack of thorough analysis of sources of non conformities to identify the root causes so that corrective actions taken could eliminate the recurrence of non conformities.

* Lessons learned at a specific project or site are rarely shared with other sites for future reference.

* Corrective and preventive actions are infrequently documented and reported to management for management review.

HANDLING, STORAGE, PACKAGING, PRESERVATION AND DELIVERY (ISO 9000 Standard: Element 4.15)

Requirements

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures to control all that define handling, storage and delivery of items.

* Methods of handling items that prevent damage or deterioration shall be provided.

* Designated stock or storage areas to prevent damage of items shall be identified.

* Authorized methods and personnel for dispatch and receipt of items from and to storage shall be identified.

* The condition of all items in storage shall be assessed at specified intervals to detect deterioration.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that define handling and storage of incoming items until final delivery of the project.

* Appropriate stock or storage areas to prevent damage of incoming items are sometimes provided. This is one of the critical problems in crowded places such as Cairo and big cities.

* Authorized methods personnel for dispatch and receipt of items from and to stores are defined but they are rarely documented.

* Stored items are rarely checked to detect their deterioration.

* Lack of documented work instructions that identify methods of storage and handling of stored items.

* Stored items are frequently identified with suitable labels in internal stores but they are rarely identified in external areas, e.g., aggregates, cement, steel, etc.

* Most of the stores are not built according to safety regulations.

* Inappropriate storage conditions of some items as cement, flammable substances, etc.

CONTROL OF QUALITY RECORDS (ISO 9000 Standard: Element 4.16)

Requirements

Quality records are these records that should be maintained for a specified interval to demonstrate conformance to specified requirements and the effective operation of the quality system, e.g. inspection and test records and certificates, calibration records, records from subcontractors, etc. Records may also be in the form of electronic media [3].

* The company shall establish, document and maintain documented procedures that describe how quality records are: identified, collected, indexed, filed or stored, maintained, accessed, and disposed.

* Quality records shall be maintained so that they are accessible and protected from damage.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that describe how quality records are: identified, collected, indexed, filed or stored, maintained, accessed, and disposed.

* Quality records are frequently filed properly but they are rarely identified and indexed so that they may be readily retrieved. Retention period of these records are seldom identified.

INTERNAL QUALITY AUDITS (ISO 9000 Standard: Element 4.17)

Requirements

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures for planning and implementing internal quality audits.

* Internal Audits shall be carried out by personnel independent of those having direct responsibility

accuracy and precision.

* All inspection, measuring, and test equipment that could affect the quality of the product are to be identified and calibrated or checked at prescribed intervals.

* Ensure that the handling, preservation, and storage of this equipment are carried out in a good manner that maintains their accuracy and fitness for use.

Observations on current status:

* Inspection, measuring, and test equipment are rarely calibrated periodically according to a previously developed plan except for some laboratories' equipment, which are frequently calibrated. Other equipment such as surveying equipment are regularly checked before use to ensure fitness for use and are sent to the commercial agency for repair in case of occurrence of any errors.

* There is no identification of the calibration status for these equipment or tools.

* Lack of documented instructions for handling, preservation, and storage of these equipment.

INSPECTION AND TEST STATUS (ISO 9000 Standard: Element 4.12)

Requirements

* Inspection and test status of incoming, in process, or final items shall be identified by suitable means to indicate their conformance or nonconformance with regard to inspection and tests performed.

* Ensure that only the items that have passed the required inspections and tests are delivered to the customer.

Observations on current status:

* Lack of clear identification of conformance or nonconformance of inspected or tested items.

CONTROL OF NON CONFORMING PRODUCT (ISO 9000 Standard: Element 4.13)

Requirements

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures that describe how nonconforming items are prevented from being used unintentionally. This includes identification, documentation, evaluation, segregation, and disposition of non conforming items.

* Identify personnel who are authorized to evaluate and determine the disposition of nonconforming items.

* All nonconforming items that are repaired or reworked shall be re-inspected according to documented procedures.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that describe how nonconforming items are prevented from being used unintentionally (identification, segregation, etc.)

* Lack of sufficient documentation that identifies the action taken in case of nonconforming items.

* Personnel who are authorized to evaluate and determine the disposition of nonconforming items are not clearly identified.

* Nonconforming items that are repaired or reworked are frequently re-inspected to ensure their compliance with specified requirements.

CORRECTIVE AND PREVENTIVE ACTION (ISO 9000 Standard: Element 4.14)

Requirements

Sources of corrective and preventive actions include: Product non conformities, non conformities resulting from internal quality audits, customer complaints, and employees suggestions.

* Establish and maintain documented procedures for implementing corrective and preventive actions.

* Corrective or preventive actions taken to eliminate actual or potential causes of non conformities shall be, to a degree appropriate to the magnitude of the problems, encountered.

* Procedures for corrective actions shall include the effective handling of customer complaints and items non conformities, investigation and recording of cause(s), determination of the corrective action needed to eliminate the cause of non conformities, and application of controls to ensure that the action is taken and that it is effective.

* Corrective and preventive actions shall be reported to management for management review.

issue number.

* Samples of materials to be tested are identified by suitable means.

PROCESS CONTROL
(ISO 9000 Standard: Element 4.9)
Requirements

* Identify and develop procedures for all construction, installation, and servicing processes.
* Plan the construction, installation, and servicing processes.
* Ensure that suitable equipment and environment exist.
* Suitable maintenance of all machines and equipment used in construction, installation and servicing activities.

* Comply with standards, codes, quality plans, and/or documented procedures

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that plan and describe construction and management activities.

* Most of the projects have a schedule for executing the required work, however this schedule is not periodically updated.

* Inefficient allocation of project resources.

* Lack of suitable documentation of maintenance activities for all machines and equipment used for construction and installation processes.

* Lack of adequate documentation of follow up activities for production, installation, and servicing processes.

* Lack of documentation and implementation of safety and environmental regulations.

INSPECTION & TESTING
(ISO 9000 Standard: Element 4.10)
Requirements

* The company shall establish, document and maintain documented procedures for inspection and testing in order to verify that product requirements are met.

* All incoming items must be inspected or verified prior to use.

* Develop inspection/verification procedures, or include in quality plan, for incoming items, in-process and final product.

* Inspection/verification procedures must identify how proof of product conformance is achieved.

* All incoming items that are not inspected prior to use are positively identified for purposes of recall.

* Final inspection and testing must be performed in accordance with the quality plan and/or documented procedures and must be complete and documented prior to delivering the project to the customer.
* Test and inspection records must be maintained and clearly show whether the project items have passed or failed the predefined criteria.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures for inspection and testing in order to verify that product requirements are met.

* Lack of documented and identified criteria for acceptance of incoming items, in-process and final product.

* Responsibilities for such inspections are not clearly identified and documented.

* Test and inspection records are sometimes kept to ensure conformance of products with specified requirements.

* Some inspections and tests are not carried out at the specified intervals according to the contract's terms and conditions.

* Feedback from the inspection and testing processes is infrequently reflected in the evaluation of suppliers and subcontractors.

CONTROL OF INSPECTION, MEASURING AND TEST EQUIPMENT
(ISO 9000 Standard: Element 4.11)
Requirements

For contracting companies, inspection, measuring, and test equipment including surveying equipment, laboratories equipment, gauges of mixers, etc.

* Identify all measurements that must be made throughout the testing and inspection processes and the accuracy required.

* Select the appropriate inspection, measuring and test equipment that is capable of the necessary

* Ensure that documents are available at all locations where document will be used.

* Ensure that all obsolete documents are removed, destroyed, or suitably marked.

* Changes to a document shall be highlighted or identified, in some way, when the document is reissued.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that describe the process of document and data control.

* No master list for quality system documents used in each department that identifies their issuance date and number exists. This includes internal or external drawings.

* Lack of documentation for control of drawings & external standards and manuals.

* The responsibility for issuing and approving some documents is not clearly defined.

* Obsolete documents are not removed or suitably marked to ensure unintended use.

PURCHASING
(ISO 9000 Standard: Element 4.6)
Requirements

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures to ensure that purchased product conforms to specified requirements.

* Evaluate and select suppliers and subcontractors on the basis of their ability to meet requirements.

* Establish and maintain quality records of acceptable suppliers and subcontractors.

* Ensure that purchasing documents clearly describe products ordered.

* Incorporate a review and approval of purchasing documents prior to release to supplier or subcontractor.

Observations on current status:

* Some companies lack documented procedures that describe the purchasing process and that identify authority of approving purchase requests or orders.

* Lack of defined criteria for selection and evaluation of subcontractors and suppliers.

* Although many companies have a list of suppliers and subcontractors, this list is neither approved nor updated regularly.

* Purchasing documents frequently describe products ordered in a clear manner.

CONTROL OF CUSTOMER SUPPLIED PRODUCT (ISO 9000 Standard: Element 4.7)
Requirements

Customer-supplied products are these products that the customer supplies to the contractor and constitute a part of the final product, e.g., ceramic tiles, reinforced concrete, etc.

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures that describe how customer-supplied product will be verified, stored, and maintained after being delivered to the company.

* Record and communicate lost or damaged customer-supplied product to the customer.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that describe how customer-supplied product will be verified, stored, and maintained (if any).

* Lost or damaged customer-supplied product are not recorded and supplied to customer.

PRODUCT IDENTIFICATION & TRACTABILITY
(ISO 9000 Standard: Element 4.8)
Requirements

* Where appropriate, the company shall establish, document and maintain documented procedures for identifying the received items by suitable means from receipt and during all stages of construction.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures to identify the received items from receipt and during all stages of construction.

* Places for pouring ready-mix concrete are frequently identified and documented to ensure that test results conforms to specified requirements.

* Drawings are frequently identified by a code number and name and include an issue date and

* Lack of documented evidence to indicate that the contractor has the capability to meet the customer requirements (human resources, equipment, money, etc.)

* Contract documents are rarely reviewed before signing the contract to ensure its compliance with tender documents that. were the basis for the preparation of the contractor proposal.

* Changes to the contract are frequently documented and communicated to all affected functions verbally.

DESIGN CONTROL
(ISO 9000 Standard: Element 4.4)
Requirements [2]

This clause is not applicable to most of the contracting companies as the design drawings are submitted by the customer or his consultant. Review and verification of these drawings by the contractor is assigned to a consulting firm that has the appropriate capability to perform such task. Most of the contracting companies are awarded the ISO 9002 certificate that includes 19 elements only instead of the 20 elements of the ISO 9001 standard. This clause is the only difference between the two standards. In case that the design process is part of the certificate scope, the following requirements apply:

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures that describe how the design activities are controlled and verified to ensure that they meet specified requirements.

* Prepare a design plan(s) that identify who is responsible for each activity and update it periodically.

* Identify groups/functions that are involved in the design process and define how information will be transmitted and reviewed among these groups.

* Document design input requirements prior to design and review them for adequacy.

* Document design outputs in a way that can be verified/ validated against input requirements and identify all characteristics of the design that are crucial to safe and proper functioning of the product.

* Plan for design reviews and conduct them at specified stages of the design process.

* Plan for verification activities and perform them at various stages of the design process to ensure that the design output meets the design-input requirements.

* Validate the final product to ensure that it meets user needs and/ or requirements.

* Ensure that all design changes are reviewed, approved, documented, and communicated to all concerned functions/personnel.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that describe the design process.

* Although responsibilities and time frame for the design process are identified, they are seldom documented.

* Design input requirements are frequently communicated to concerned parties verbally.

* No documented plan for design review and verification activities.

* Although review and verification are carried out at different stages of the design process, there are no records for such revisions.

* Changes to the design are frequently communicated to all affected functions verbally.

DOCUMENT AND DATA CONTROL
(ISO 9000 Standard: Element 4.5)
Requirements

Quality documents include: procedures manual, work instructions, codes, specifications, and drawings.

* The company shall establish, document, and maintain documented procedures to control all quality system documentation including all electronic quality system documents and external origin documents such as customer drawings and external standards and manuals.

* Identify who is authorized to review and approve new/modified documents.

* Ensure proper review and approval of procedures, and changes to procedures, prior to issuance.

* Maintain a master list that identifies the current revision status of documents to avoid the use of invalid/obsolete documents.

* Top management shall review the Quality System at defined intervals sufficient to ensure its effectiveness.

* Select the quality council members and identify their responsibilities & authorities.

* Appoint a quality manager and identify his role in establishing & maintaining the quality system.

Observations on current status

* Absence of a documented quality policy for the company that reflects its commitment to quality and customer satisfaction.

* Although there is an organization structure for most of the departments or projects within the company, it is neither approved nor dated.

* Lack of documented job description or main responsibilities for personnel who manage or perform activities directly affecting quality

* Although current problems are discussed periodically in management meetings, this process is not carried out according to an identified procedure. Both corrective and preventive actions resulting from these discussions are not documented for reference in the future.

QUALITY SYSTEM
(ISO 9000 Standard: Element 4.2)

Requirements

* The company shall establish, document and maintain a quality system as a means of ensuring that product conforms to specified requirements.

* The company should have a Quality Manual that covers the requirements of ISO 9000.

* Develop procedures and work instructions manuals for activities directly affecting the quality of the final product.

* Effectively implement the quality system and its documented procedures.

* Define and document the means by which requirements for quality will be met (planning, processes, equipment, resources, skills, controls, measurements, and records.)

Observations on current status:

* No documented quality manual, documented procedures, or work instructions that define the way of carrying out different activities that directly affect quality exist.

* Many companies do not document how the requirements for quality will be met, i.e., lack of documented quality plans that identify method of execution of project, project schedule, resources needed during project phases, check points, required tests, acceptance criteria, etc.

CONTRACT REVIEW
(ISO 9000 Standard: Element 4.3)

Requirements [2]

* The company shall establish, document and maintain documented procedures that describe the contract / tender review process, as well as the coordination of contract /tender review activities.

* Contracts and orders are reviewed to ensure that client requirements are appropriately defined and documented and that the company has the capability to meet these requirements.

* The company shall have documented procedures that describe how changes to the contract will be made and communicated to all affected functions.

Observations on current status:

* Lack of documented procedures that describe the contract review process.

* Before entering the bid process, contract documents are frequently reviewed both technically and financially. The Bill Of Quantities (B.O.Q) is thoroughly reviewed to break down specified items to identify their costs and overheads so that the company may be competitive in their bidding. Clients are contacted whenever there is an ambiguity in any of the tender's items.

* Some of the tender's documents are not properly reviewed especially for the technical or general conditions, which may result in some strict requirements that is too high to achieve (e.g. selecting the British Standards (BS) or any foreign standards in specifying some items that may be substituted by the Egyptian Code.)

* Although the communication between the contractor and his client is frequently documented, they are not consistently transferred internally to other parties working in the preparation of the bids in a documented manner.

IMPLEMENTING QUALITY MANAGEMENT SYSTEMS (ISO 9000) IN THE EGYPTIAN CONTRACTING COMPANIES

By
Eng. Mohamed R. Elsheikh[1], Dr. Azza M. K. Abou-Zeid[2], Dr. Mohamed H. Elzanaty[3]

ABSTRACT

Many companies are now finding ISO 9000 certification to be a requirement to compete in the global marketplace. In most cases, ISO 9000 certification is viewed as a competitive advantage, not a legislation requirement. Therefore, many Egyptian contracting companies are now choosing to become ISO 9000 certified to ensure their products and services to remain competitive. This research aims at introducing the requirements of the ISO 9001 standards as may be applied to contracting companies. It also compares the requirements of the standards against the current practice of 17 contracting companies in Egypt. The new requirements of the ISO 9001 standards that will be issued officially by the end of the year 2000 are also highlighted.

INTRODUCTION

The number of ISO 9000 certified companies is growing exponentially throughout the world in response to market demands. Customer demand for contractors to be ISO 9000 certified and management desire to establish a documented quality system and to improve quality of construction works are some of the reasons that urged construction companies in Egypt to obtain the certificate.

Getting the ISO 9000 certificate may result in increased customer satisfaction, better communication, improved quality, less rework, better planning and reduced costs [1]. The quality system of 17 Egyptian contracting companies were audited against the requirements of the ISO 9001:1994 standards. These companies are located in different geographical areas all around Egypt (e.g. Sinai, Alexandria, Cairo, etc.) This research is divided into 20 sections according to the elements of the ISO 9001 standards. Each section includes a brief description of the requirement of the standards as may be interpreted to contracting companies. It also identifies common pitfalls of current practices in the audited companies against the requirements of the standards. The term "Product" is used frequently in this research. It can be defined as the result of activities or processes as defined in the 8402:1994 Standard "quality management and quality assurance-vocabulary". If applied to the contracting firm, this may mean the constructed facility or the project output, e.g., buildings, roads, etc.

1- Ph.D. Candidate, Structural Engineering Department, Construction Engineering and Management Program, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.
2- Assistant Professor, Structural Engineering Department, Construction Engineering and Management Program, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.
3 - Professor, Structural Engineering Department, Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.

MANAGEMENT RESPONSIBILITY (ISO 9000 Standard: Element 4.1)

Requirements

* Top management shall define and document the company's quality policy and ensure that it is understood, implemented and maintained at all levels.

* Top management shall approve the company's organization structure and identify responsibility, authority, and interrelation of personnel who manage, perform and verify work affecting quality.

* Identify and provide adequate resources for management of quality system activities, performance of work, and verification activities.

* Appoint a management representative with executive responsibility to ensure that a quality system complying with ISO 9001 is established, implemented, and maintained.

CONTENTS

ARABIC SECTION

ENGLISH SECTION

JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS

28 Ramsis St. Cairo ARE Tel: 5740488

VOL. 39 ISSUE No. 4 - 2000 ISSN 1110 - 1253

INSTRUCTIONS FOR AUTHORS OF ARTICLES

* Issued quarterly - Contributors are invited to submit material for editorial consideration addressed to the Editor.

* The Journal publishes articles contributing to the advancement of engineering science and applications.

* Scientific articles may be typewritten in Arabic or English and should start with abstracts in both languages.

* Authors' names should be given in full, in both languages, together with their academic titles and professional occupations

* The Journal does not hold itself responsible for the opinions or the contents expressed by the authors.

* Articles may not exceed 8 pages. In this respect, mathematical derivations may be abbreviated and tables replaced by curves.

* Curves to be drawn on tracing paper, and to occupy half a page at most. Exceptionally, full page curves or plates are admitted. Curves presented will be scaled down to these sizes. Figures and lettering on curves should not be less than 3 mm even after scaling down.

* References to be given at the end of each article and classified alphabetically according to author's name followed by the name of the journal or book and the date of issue.

YEARLY SUBSCRIPTION

Inland:

Engineers	20 L. E.
Non - Engineers	50 L. E.
Organizations	500 L. E.

Abroad

Individuals	75 US $
Organizations	500 US $

